

**Acção do vento em coberturas metálicas
Modelação de uma estrutura do tipo “sombreador”**

Pedro Emanuel Vinhas Nunes

(Licenciado em Engenharia Civil)

Dissertação para obtenção do Grau de
Mestre em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia
pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade Nova de Lisboa,

Orientador: Doutor João Carlos Rocha de Almeida

Júri

Presidente: Doutor Manuel Américo de Jesus Gonçalves da Silva

Vogais: Doutor António Lopes Batista

 Doutor João Carlos Rocha de Almeida

Dezembro de 2008

Agradecimentos

Ao professor João Rocha de Almeida, pelo seu apoio, amizade e ensinamentos.

Aos meus pais, avós, irmãos e tias pelo apoio e calor familiar tão precioso que nos conforta em cada dificuldade vencida e nos momentos de solidão dos estudos.

A todos os que contribuíram directa e indirectamente para com a realização deste trabalho, especialmente ao amigo prof. Rui Marreiros pelo companheirismo e permanente incentivo.

A todos os meus amigos que sempre me apoiaram e estiveram presentes nesta caminhada universitária.

Um grande bem-haja a esta instituição chamada FCT/UNL que me formou e preparou para enfrentar o mundo profissional.

O meu muito obrigado a todos.

Dedicatória

Aos meus pais, pelo apoio incondicional e grande incentivo.

Espero um dia poder retribuir a inesgotável dívida que tenho para convosco, por sempre me terem apoiado em todos os momentos da minha vida académica, pessoal e profissional.

Sumário

A utilização de estruturas metálicas no quotidiano é cada vez mais apreciada, pois permite obter soluções modernas e inovadoras. Para o dimensionamento destas estruturas, o estudo do vento dinâmico é de elevada importância para a segurança e conforto dos seus utilizadores. Este trabalho de pesquisa analisa os métodos de dimensionamento utilizados correntemente (RSA e EC1), aplicando-se para obter a resposta de uma estrutura metálica do tipo sombreador. Numa perspectiva mais específica, pretende-se analisar a resposta da estrutura a solicitações estáticas e dinâmicas do vento segundo várias formulações, com recurso ao programa de elementos finitos SAP2000. Ao longo deste trabalho, é abordada a temática da densidade espectral de potência do vento segundo Davenport, as suas aplicações e respectiva simulação no programa de elementos finitos. Observa-se que a resposta dinâmica de uma estrutura à acção do vento depende tanto das características do vento incidente como das características dinâmicas da estrutura, isto é, das suas frequências próprias e do seu amortecimento.

Abstract

The use of metallic structures is nowadays appreciated as a factor of modernity and innovation. For the design of these structures, the dynamic study of wind action is very important for the safety and comfort of the users. This study focuses on the most common design methods (RSA and EC1), and the response of a metallic structure of shed type. In a more specific perspective, it is intend to analyze the response of the structure to static and dynamic wind action, according to several formulations, with resource to the program of finite elements SAP2000. Along this work, the concept of power spectral density of the wind according to Davenport is considered and used in the simulation of the program of finite elements. The dynamic response of a structure to the wind action depends on the characteristics of the incident wind and the dynamic characteristics of the structure, that is, of their own frequencies and of its damping.

Lista de Símbolos

P	vector de forças
K	matriz de rigidez
D	vector de deslocamentos da estrutura
K_E	matriz de rigidez elástica
K_G	matriz de rigidez geométrica da estrutura
M	matriz de massa
C	matriz de amortecimento
\ddot{x}	vector de aceleração
\dot{x}	vector de velocidade
x	vector de deslocamento
$F(x,t)$	vector das forças dependente da coordenada espacial x e do tempo t
Δt	intervalo de tempo genérico
Φ	vector representativo da configuração deformada da estrutura
ω	frequência de vibração da estrutura
\emptyset	ângulo de fase
w_k	pressão dinâmica do vento
v	velocidade
h	altura
a, b	dimensões da cobertura em planta
A	área da superfície da bordadura exposta ao vento
δ_e	coeficiente de pressão exterior
δ_i	coeficiente de pressão interior
z	elevação do centro de pressão
z_r	elevação de referência
$V(1hr, z)$	média do vento para 1 hora, medida na altura z_r
p_{dx}	pressão dinâmica do escoamento no ponto x
V	velocidade do escoamento no ponto x

ρ	massa específica do fluido
$x(t)$	função dependente do tempo num certo intervalo dx
T	período
$(E[x])$	função da altura de um rectângulo de base T
σ	desvio padrão
σ^2	variância
m^2	quadrado da média
a_0, a_k, b_k	coeficientes de Fourier
$A(\omega)$	componente da transformada de Fourier
$B(\omega)$	componente da transformada de Fourier
f_*	frequência adimensional
f	frequência em Hz
z	altura da medição acima do nível médio do mar em metros
\overline{U}_z	velocidade média em 1 hora na altura z
$S_*(f_*)$	função adimensional de densidade espectral de energia
$S(f)$	função de densidade espectral de energia
u_*	velocidade de corte
$v(t)$	velocidade das rajadas
\overline{v}	velocidade em regime estacionário
$v_1(t)$	velocidade em regime de turbulência
\overline{U}_{10}	média da velocidade v_0 a uma altura de 10 metros

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO	15
2.	ENQUADRAMENTO	16
2.1.	POTÊNCIALIDADES DAS ESTRUTURAS METÁLICAS	16
2.2.	ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO	20
2.2.1.	ENERGIA CINÉTICA DAS RAJADAS	21
2.2.2.	MARTELAMENTO	22
2.2.3.	DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES	23
2.2.4.	INSTABILIDADE AERODINÂMICA POR GALOPE	23
3.	OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	24
4.	MODELOS DE CÁLCULO	25
4.1.	HIPÓTESES E SIMPLIFICAÇÕES	25
4.2.	TIPOS DE ANÁLISE	27
4.2.1.	ANÁLISE ESTÁTICA LINEAR	27
4.2.2.	ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR (P-DELTA)	27
4.2.3.	ANÁLISE DINÂMICA	29
4.2.4.	ANÁLISE MODAL	30
5.	ACÇÃO DO VENTO	32
5.1.	ACÇÃO DA VENTO EM ESTRUTURAS METÁLICAS	35
5.2.	VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS METÁLICAS	38
5.3.	ACÇÃO DO VENTO EM ESTRUTURAS METÁLICAS SEGUNDO O RSA	39
5.3.1.	ZONAMENTO DO TERRITÓRIO - ARTIGO 20.º (RSA).....	40
5.3.2.	RUGOSIDADE AERODINÂMICA DO SOLO – ARTIGO 21.º (RSA).....	41
5.3.3.	QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO – ARTIGO 22.º (RSA)	41
5.3.4.	EFEITOS DA ACÇÃO DO VENTO – ARTIGO 23.º (RSA)	42
5.3.5.	PRESSÃO DINÂMICA DO VENTO – ARTIGO 24.º (RSA).....	43
5.3.6.	COEFICIENTES DE FORMA – ARTIGO 25.º (RSA).....	44
5.3.7.	FORÇAS E PRESSÕES APLICADAS NA COBERTURA METÁLICA	45
5.4.	QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO SEGUNDO O EC1	46
5.4.1.	FORÇAS HORIZONTAIS.....	46
5.4.2.	PRESSÃO DO VENTO NAS SUPERFÍCIES.....	54
5.5.	ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O RSA E EC1	57
6.	ESTUDO DO MODELO ESTATÍSTICO DE DAVENPORT	58

6.1.	INTRODUÇÃO AO MODELO DE CARREGAMENTO	58
6.2.	MÉTODOS E CONSIDERAÇÕES PARA ANÁLISE DAS MEDIÇÕES	59
6.2.1.	ANÁLISE DE SÉRIES TEMPORAIS	61
6.2.2.	ESPECTRO DE POTÊNCIA DO VENTO	64
6.2.3.	FUNÇÃO DE AUTOCORRELAÇÃO	64
6.2.4.	ANÁLISE DE FOURIER	66
6.2.5.	DENSIDADE ESPECTRAL DE POTÊNCIA DO VENTO	68
7.	FUNÇÃO DE DENSIDADE ESPECTRAL - DAVENPORT	68
7.1.	FORMULAÇÃO ESPECTRAL DE DAVENPORT	70
8.	ESTRUTURA ANALISADA	72
8.1.	MODELAÇÃO (PROGRAMA SAP 2000)	73
8.2.	DEFINIÇÃO DA DENSIDADE ESPECTRAL DE DAVENPORT	76
9.	CÁLCULOS	77
9.1.	CARGAS A APLICAR (EC1)	77
9.1.1.	CARREGAMENTO HORIZONTAL	77
9.1.2.	PRESSÃO DO VENTO NAS CHAPAS DE POLICARBONATO	80
9.2.	CÁLCULO DE CARGAS A APLICAR PELO RSA	82
10.	ANÁLISE DAS FREQUÊNCIAS DA ESTRUTURA	85
11.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	89
12.	CONCLUSÕES	96
13.	ANEXOS	98
13.1.	PLACAS DE POLICARBONATO – PROPRIEDADES	110
14.	BIBLIOGRAFIA	111

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1 (2.1) (A) RESPOSTA DA ESTRUTURA; (B) ESPECTRO DE POTÊNCIA DOS ESFORÇOS DEVIDOS À ACÇÃO DE RAJADAS DO VENTO	22
FIGURA 2 (4.1) (A) EFEITOS DE 1ª ORDEM; (B) EFEITOS DE 2ª ORDEM	28
FIGURA 3 (5.1) CÉLULA ÚNICA DE CONVECÇÃO SOBRE A TERRA SEM ROTAÇÃO...	33
FIGURA 4 (5.2) MODELO DAS TRÊS CÉLULAS DE CIRCULAÇÃO	33
FIGURA 5 (5.3) FORÇAS CONTROLADORAS DA DIRECÇÃO DO VENTO NAS CAMADAS SUPERIORES	34
FIGURA 6 (5.4) FLUXO EM REDOR DE UM CILINDRO CIRCULAR: A) $RE=1$; B) $RE=20$; C) RE ENTRE 3000 E 5000; D) RE ENTRE 5000 E 200000; E) RE MAIOR QUE 200000	36
FIGURA 7 (5.5) ESPECTROS DE VENTO E FAIXA DE FREQUÊNCIAS DAS ESTRUTURAS CORRENTES	37
FIGURA 8 (5.6) (A) ABSORSOR DE MASSA SINGULAR (B) ABSORSOES DE MASSA MÚLTIPLOS(PUC- RIO, 2006)	38
FIGURA 9 (5.7) DEFINIÇÕES BÁSICAS DO VENTO	40
FIGURA 10 (5.8) CÁLCULO DE AC	51
FIGURA 11 (5.9) CÁLCULO DA ESBELTEZA DA ESTRUTURA	51
FIGURA 12 (5.10) CÁLCULO DA ÁREA DE REFERÊNCIA	54
FIGURA 13 (5.11) CONVENÇÃO DE SINAIS DE PRESSÃO E SUCÇÃO	56
FIGURA 14 (6.1) DESCRIÇÃO ESTATÍSTICA DAS FLUTUAÇÕES DE VENTO	61
FIGURA 15 (6.2) HISTÓRICO DE UM PROCESSO ALEATÓRIO	61
FIGURA 16 (6.3) DENSIDADE DE PROBABILIDADE PARA UMA DISTRIBUIÇÃO NORMAL	62
FIGURA 17 (6.4) EXEMPLO DE SÉRIES TEMPORAIS DIVERSAS	63
FIGURA 18 (6.5) CÁLCULO DA AUTOCORRELAÇÃO	64
FIGURA 19 (6.6) CURVA DA FUNÇÃO DE AUTOCORRELAÇÃO PARA UM PROCESSO ESTACIONÁRIO	65
FIGURA 20 (6.7) FUNÇÃO PERIÓDICA ARBITRÁRIA - (LAZANHA,2007)	66
FIGURA 21 (7.1) ESPECTRO DE POTÊNCIA DO VENTO (DAVENPORT)	71
FIGURA 22 (8.1) IMAGEM 3D DA ESTRUTURA METÁLICA DO TIPO SOMBREADOR...	72
FIGURA 23 (8.2) PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO	73
FIGURA 24 (8.3) PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS PLACAS DE POLICARBONATO ..	74
FIGURA 25(8.4) MODELAÇÃO DA ESTRUTURA METÁLICA DO TIPO SOMBREIRO	76

FIGURA 26(8.5) INTRODUÇÃO DO ESPECTRO DE DAVENPORT NO PROGRAMA SAP2000.....	76
FIGURA 27 (9.1) EC1-ZONAMENTO DA APLICAÇÃO DO COEFICIENTE DE PRESSÃO NA COBERTURA	81
FIGURA 28 (9.2) RSA-ZONAMENTO DA APLICAÇÃO DO COEFICIENTE DE PRESSÃO NA COBERTURA	83
FIGURA 29 (10.1) FREQUÊNCIA NOS 12 MODOS INICIAIS PARA H=3M	85
FIGURA 30 (10.2) FREQUÊNCIA DOS 12 MODOS INICIAIS PARA H=4M	85
FIGURA 31 (10.3) FREQUÊNCIA DOS 12 MODOS INICIAIS PARA H=5M	86
FIGURA 32 (10.4) FREQUÊNCIA DOS 12 MODOS INICIAIS PARA H=6M	86
FIGURA 33 (10.5) INTRODUÇÃO DE NOVO INTERVALO DE VALORES PARA A DENSIDADE ESPECTRAL.....	87
FIGURA 34 (10.6) INTRODUÇÃO DOS DADOS PARA UMA ANÁLISE DO TIPO PSD	88
FIGURA 35 (11.1) HIPÓTESES DE CARREGAMENTO, DE ACORDO COM O RSA E EC1	91
FIGURA 36 (11.2) ILUSTRAÇÃO DA GEOMETRIA DOS PARAFUSOS NA BASE DO PILAR METÁLICO	93
FIGURA 37 (11.3) MODOS DE ROTURA DOS CHUMBADOUROS Á TRACÇÃO	94
FIGURA 38 (13.1) IMAGEM 3D DA ESTRUTURA METÁLICA DO TIPO SOMBREADOR..	98
FIGURA 39 (13.2) MMÁX (MY,MZ,MX) - EC1 (ELÁSTICO LINEAR)	98
FIGURA 40 (13.3) MMÁX (MY,MZ,MX) - RSA (ELÁSTICO LINEAR)	99
FIGURA 41 (13.4) M11- EC1.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO X)	99
FIGURA 42 (13.5) M22 - EC1.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO Y)	100
FIGURA 43 (13.6) M11.RSA.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO X)	100
FIGURA 44 (13.7) M22.RSA.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO Y)	101
FIGURA 45 (13.8) MMÁX (MY,MX,MZ) - EC1 (ELÁSTICO LINEAR)	101
FIGURA 46 (13.9) MMÁX (MY,MX,MZ) - RSA (ELÁSTICO LINEAR)	102
FIGURA 47 (13.10) M11.EC1.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO X)	102
FIGURA 48(13.11) M22.EC1.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO Y)	103
FIGURA 49 (13.12) M11.RSA.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO X)	103
FIGURA 50 (13.13) M22.RSA.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO Y)	104
FIGURA 51 (13.14) MMÁX. (MY,MX,MZ) - EC1 (ELÁSTICO LINEAR)	104
FIGURA 52 (13.15) MMÁX. (MY,MX,MZ) - RSA (ELÁSTICO LINEAR)	105
FIGURA 53 (13.16) M11.EC1.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO X)	105
FIGURA 54 (13.17) M22.EC1.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO Y)	106
FIGURA 55 (13.18) M11.RSA.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO X)	106
FIGURA 56 (13.19) M22.RSA.DAVENPOR (MOMENTO SEGUNDO Y)	107
FIGURA 57 (13.20) MMÁX. (MY,MX,MZ) - EC1 (ELÁSTICO LINEAR)	107

FIGURA 58 (13.21) MMÁX. (MY,MX,MZ) - RSA (ELÁSTICO LINEAR).....	108
FIGURA 59 (13.22) M11.EC1.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO X).....	108
FIGURA 60 (13.23) M22.EC1.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO Y).....	109
FIGURA 61 (13.24) M11.RSA.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO X)	109
FIGURA 62 (13.25) M22.RSA.DAVENPORT (MOMENTO SEGUNDO Y)	110
FIGURA 63 (13.26) RESISTÊNCIA MECÂNICA DAS PLACAS DE POLICARBONATO ...	110

ÍNDICE DE QUADROS

QUADRO 1 (5.1) ESCALAS DE INTENSIDADE DA VELOCIDADE DO VENTO	35
QUADRO 2 (5.2) COEFICIENTES DE PRESSÃO NA COBERTURA - RSA	46
QUADRO 3 (5.3) CATEGORIAS E PARÂMETROS DE RUGOSIDADE DO TERRENO	47
QUADRO 4 (5.4) COEFICIENTES DE PRESSÃO.....	56
QUADRO 5(8.1)PROPRIEDADES DO PERFIL RHS 40X40	74
QUADRO 6 (8.2) PROPRIEDADES DO PERFIL IPE120	75
QUADRO 7 (8.3) PROPRIEDADES DO PERFIL HEB 120.....	75
QUADRO 8 (11.1) TABELA DAS FREQUÊNCIAS DA ESTRUTURA	90
QUADRO 9 (11.2) ESFORÇOS NA BASE DO PILAR DA ESTRUTURA	90

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 (5.1) PRESSÃO DINÂMICA DO VENTO	43
GRÁFICO 2 (5.2) DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO CSCD	48
GRÁFICO 3 (5.3) COEFICIENTE DE FORÇA $C_{F,0}$	49
GRÁFICO 4 (5.4) FACTOR DE REDUÇÃO EM CANTOS ARREDONDADOS	49
GRÁFICO 5 (5.5) EFEITO DE EXTREMIDADE EM FUNÇÃO DA ESBELTEZA DA ESTRUTURA	50
GRÁFICO 6 (5.6) CÁLCULO DE $C_E(Z)$	53

1. INTRODUÇÃO

A dissertação apresentada intitula-se “Acção do vento em coberturas metálicas - Modelação de uma estrutura do tipo sombreador”.

Num parque de estacionamento, perto do local de trabalho do autor, existe uma estrutura metálica do tipo sombreador com toldos. Num dia ventoso e com chuva, o autor observou que a referida estrutura, quando solicitada pela acção dinâmica do vento, apresentava deslocamentos horizontais, deslocamentos verticais e rotações apreciáveis, causando desconforto visual e sensação de insegurança aos utilizadores. Assim, surgiu a motivação para estudar a influência das solicitações dinâmicas do vento no dimensionamento deste tipo de estruturas, que, apesar de muitas vezes não excederem 3 metros de altura, podem ser fortemente condicionadas por este tipo de acção.

O estudo incidiu sobre métodos e códigos de dimensionamento frequentemente utilizados (Davenport, EC1 e RSA), os quais foram posteriormente comparados para a estrutura considerada. A análise estrutural foi efectuada através de um modelo de elementos finitos, utilizando-se para o efeito o programa SAP2000 (V.9.0).

2. ENQUADRAMENTO

2.1. POTENCIALIDADES DAS ESTRUTURAS METÁLICAS

A utilização das primeiras estruturas metálicas na construção civil remontam ao século XVIII, tendo aumentado o seu uso até aos dias de hoje. O aço tem possibilitado aos arquitectos, engenheiros e construtores conceber e executar soluções arrojadas, eficientes e de alta qualidade.

Actualmente, surgem por todo o mundo novas realizações neste domínio, frequentemente associadas à ideia de modernidade e inovação. Muitas obras de grande expressão arquitectónica recentemente concluídas possuem uma proporção significativa de elementos de aço aparente. No entanto, as vantagens na utilização de sistemas construtivos em aço vão muito para além dos aspectos estéticos. De facto, a redução do tempo de construção, a racionalização no uso de materiais, a menor incorporação de mão-de-obra e o correspondente aumento da produtividade constituem factores que podem ser determinantes para garantir o sucesso de qualquer empreendimento.

A competitividade da construção metálica tem possibilitado a utilização do aço em obras tão diversas como: edifícios de escritórios e apartamentos, pontes, viadutos, centros comerciais, postos de gasolina, aeroportos, terminais ferroviários e torres de telecomunicações.

A construção em aço apresenta vantagens significativas sobre o sistema construtivo convencional em betão armado, tais como:

Liberdade no projecto de arquitectura:

A tecnologia do aço proporciona aos arquitectos uma maior liberdade criativa, permitindo a elaboração de projectos com uma arquitectura adequada ao estilo desejado.

Maior área útil

As secções dos pilares e vigas de aço são substancialmente menores do que as equivalentes em betão armado, resultando deste facto um melhor aproveitamento do espaço interno e aumento da área útil.

Adaptabilidade

A estrutura metálica é especialmente indicada nos casos onde há necessidade de adaptações, ampliações, reabilitações e mudança nas ocupações de edifícios. Além disso, torna mais fácil a passagem das especialidades como o abastecimento de água, aquecimento, ventilação, ar condicionado, electricidade, esgotos e redes informáticas.

Compatibilidade com outros materiais

O sistema construtivo em aço é perfeitamente compatível com qualquer outro material. Essa compatibilidade é ilustrada pelo facto da construção em aço incluir geralmente elementos de outros materiais, tais como: panos de alvenaria, blocos pré-fabricados e lajes de betão, painéis sandwich, chapas de revestimento de diversos metais (alumínio, zinco, etc.), placas de gesso cartonado, placas de acrílico, policarbonato, pavimentos de madeira, etc.

Menor prazo de execução

O fabrico da estrutura em paralelo com a execução das fundações, a possibilidade de se trabalhar em diversas frentes de obra simultaneamente, a diminuição de escoramentos e o facto da montagem da estrutura não ser afectada pela ocorrência de chuvas são aspectos que contribuem para a rapidez associada à construção em aço. A conjugação dos factores indicados acima pode resultar numa redução de até 40% no tempo de execução, quando comparado com uma solução “equivalente” efectuada em betão armado.

Racionalização de materiais e mão-de-obra

Numa obra com estrutura em betão armado realizada por processos convencionais, o desperdício de materiais pode chegar a 25 %. A estrutura metálica possibilita a adopção de sistemas industrializados, reduzindo drasticamente o desperdício. Por outro lado, tendo em consideração que as estruturas em aço dispensam cofragens, escoramentos e armação de ferro em obra, a eliminação destas tarefas resulta numa grande redução de mão-de-obra.

Alívio de carga nas fundações

Por serem mais leves, as estruturas metálicas podem contribuir para reduzir significativamente as dimensões e consequentemente o custo das fundações.

Comportamento sísmico

As estruturas metálicas possuem melhor comportamento sísmico do que a generalidade dos outros materiais concorrentes.

Na origem desta vantagem está o facto do material aço possuir grande ductilidade.

Por outro lado, a uma estrutura metálica está associado um menor peso, o que, para além de reduzir os esforços de 1ª ordem induzidos pelos sismos, provoca efeitos de 2ª ordem inferiores quando comparados com um deslocamento idêntico numa estrutura de betão armado.

Garantia de qualidade

O fabrico dos componentes de uma estrutura metálica ocorre numa instalação fabril e é efectuado por pessoal altamente qualificado, o que dá ao cliente a garantia de uma obra com qualidade superior devido a um maior controlo industrial.

Antecipação do ganho

Em função da maior velocidade de execução da obra, haverá um ganho adicional pela ocupação antecipada do imóvel e pela rapidez no retorno do capital investido.

Organização do estaleiro

Como a estrutura metálica é totalmente pré-fabricada, há uma melhor organização do estaleiro. Comparativamente ao betão, não são necessários depósitos de areia, brita, cimento e madeiras. O ambiente limpo, com menor entulho, oferece melhores condições de segurança aos trabalhadores, contribuindo para a redução dos acidentes em obra.

Precisão construtiva

Enquanto nas estruturas de betão a precisão é medida em centímetros, numa estrutura metálica a unidade utilizada é o milímetro. Este rigor permite uma estrutura perfeitamente aprumada e nivelada, com baixas tolerâncias dimensionais, o que facilita a execução de actividades como o assentamento de esquadrias e instalação de elevadores, implicando ainda uma redução no custo dos materiais de revestimento e enchimento.

Reciclabilidade

O aço é 100% reciclável e as estruturas em aço podem ser facilmente desmontadas e reutilizadas.

Custos

Nas estruturas metálicas, o menor prazo de execução resulta numa diminuição de custos indirectos da obra (ex: estaleiro). No entanto, o preço do aço enquanto material é superior ao do betão armado.

Apesar das diferenças de custo entre o material metálico e betão armado, não se pode concluir que o custo de uma obra com estrutura metálica seja na sua totalidade mais cara, apesar do material metálico o ser.

Manutenção

No caso das estruturas metálicas, os custos de manutenção a médio-longo prazo são baixos. Os mesmos geralmente incidem em repintura da estrutura metálica.

2.2. ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO

Na natureza, os fenómenos dinâmicos variam com o tempo. Representar estes fenómenos em toda a sua complexidade constitui um grande desafio para o engenheiro de estruturas. Devido às dificuldades existentes para proceder à quantificação de carregamentos variáveis no tempo e posterior verificação das respostas estruturais, várias hipóteses simplificativas são geralmente assumidas.

Para descrever os efeitos provocados pelas rajadas de vento, é frequente admitirem-se carregamentos estáticos equivalentes. Não obstante, tal hipótese implica que efeitos dinâmicos importantes, capazes de causar desconforto aos ocupantes ou mesmo colapso estrutural, não sejam analisados. Por outro lado, em situações onde a estrutura apresente uma resposta dinâmica moderada, a adopção de carregamentos estáticos pode conduzir ao sobredimensionamento da estrutura. Neste documento procura-se abordar esta problemática, aplicando-a a estruturas metálicas de cobertura do tipo “sombreador”.

Nesta dissertação é dada especial atenção à formulação desenvolvida por Davenport (citado em Ravara, 1969) para modelar a acção dinâmica do vento, já que a mesma constitui a base de diversos códigos de dimensionamento de estruturas solicitadas pelo vento.

As acções dinâmicas do vento podem ter influência considerável na resposta das estruturas. Os principais efeitos conhecidos são:

- Energia cinética das rajadas;
- Martelamento;
- Desprendimento de vórtices;
- Instabilidade aerodinâmica por galope.

Em seguida, referem-se alguns aspectos relativos a cada um destes fenómenos.

2.2.1. ENERGIA CINÉTICA DAS RAJADAS

O primeiro método para determinar os efeitos dinâmicos das rajadas do vento foi apresentado por Rausch (citado em PUC- Rio, 2006). Baseado num estudo estatístico de Föppl (citado em PUC- Rio, 2006), esse método foi incorporado na norma alemã.

Rausch apresenta no seu trabalho gráficos que reproduzem a variação da pressão dinâmica do vento ao longo do tempo. De acordo com esse estudo, quando surge uma rajada de vento a pressão dinâmica média cresce subitamente até um certo valor, permanece constante num intervalo de tempo e volta a descer. Com o passar do tempo surgem outras rajadas que aumentam ou diminuem o valor da pressão dinâmica, mas mantendo sempre o mesmo valor de pressão dinâmica média. Segundo Rausch, as rajadas não são periódicas nem têm sempre a mesma duração, sendo pois diminutos os riscos de ressonância; trata-se de uma série de cargas e descargas com valores e durações variáveis por intervalos desiguais de tempo.

Davenport (citado em Ravara, 1969), de modo semelhante ao estudo de Rausch, separa o vento natural numa parcela média e outra variável. Os esforços estáticos correspondem à parcela média e os esforços dinâmicos correspondem à parcela variável. Os esforços dinâmicos são predominantemente não ressonantes quando a maior parte da energia contida no espectro de potência corresponde a frequências inferiores à menor frequência de vibração natural da estrutura. No entanto, pode haver ressonância quando grande parte dessa energia corresponder à gama das frequências naturais de vibração da estrutura. (Figura 1(2.1)(a) e 1(2.1)(b)). Na figura 1(2.1)(b) pode-se observar um exemplo do espectro de potência da resposta de uma estrutura e na figura 1(2.1)(a) a respectiva indicação do tipo de resposta. As áreas preenchidas do espectro de resposta correspondem à variância da resposta correspondente. A resposta indicada na figura 1(2.1)(a) pode ser um esforço solicitante na estrutura, aceleração, velocidade ou deslocamento.

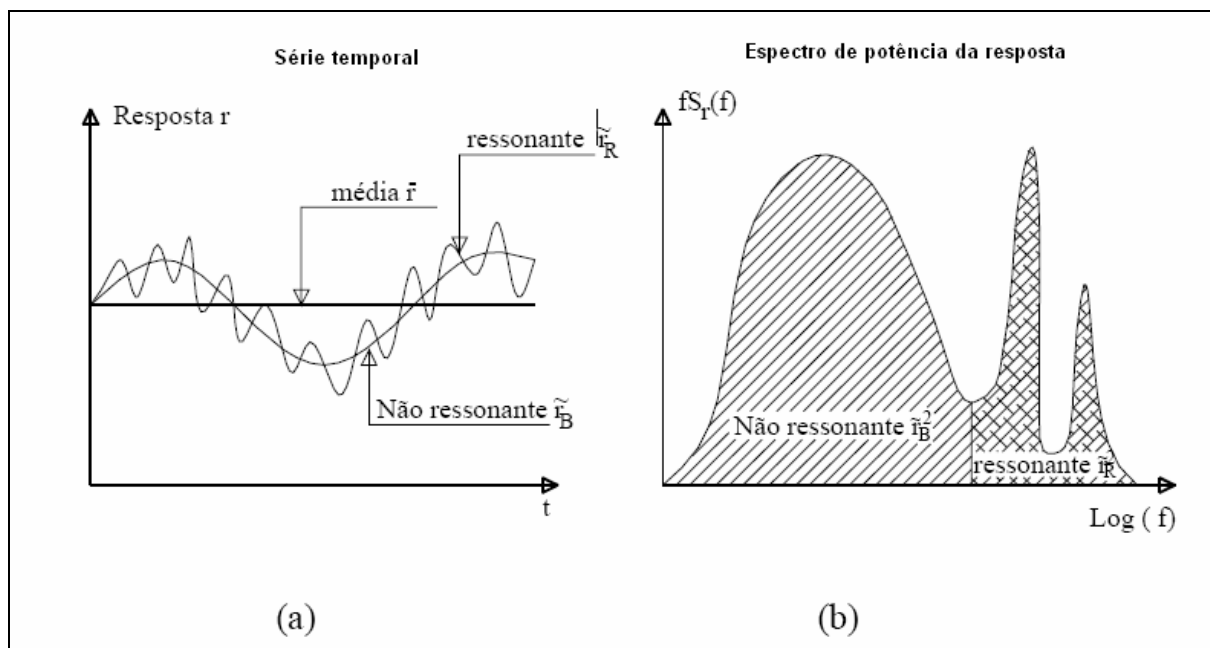


figura 1 (2.1) (a) resposta da estrutura; (b) espectro de potência dos esforços devidos à acção de rajadas do vento
(Laboratório de Aerodinâmica das Construções – LAC, 2003)

2.2.2. MARTELAMENTO

Quando uma estrutura está resguardada do vento, pode ficar sujeita a esforços dinâmicos associados a turbulências provocadas por obstáculos à sua frente, que alteram a corrente original dos ventos. Nos casos em que os obstáculos são poucos, os turbilhões gerados podem resultar numa frequência dominante, constituindo o fenómeno denominado por martelamento. Se a frequência de martelamento coincidir com a frequência natural das estruturas, obtém-se um martelamento ressonante com possíveis efeitos estruturais significativos.

Blessmann (citado em PUC- Rio, 2006) define dois tipos de martelamento, o *martelamento de esteira* (não turbulento e quase estático) e o *martelamento devido à turbulência atmosférica*. Ambos pretendem descrever a excitação de uma estrutura pelas rajadas de vento. Em estruturas treliçadas esbeltas, Blessmann demonstra que em certos casos o martelamento pode gerar esforços superiores devido às forças de arrasto, as quais oferecem resistência ao movimento da estrutura. As forças de arrasto estão directamente relacionadas com o coeficiente de arrasto da estrutura, um factor adimensional que define a resistência da estrutura à passagem aerodinâmica do vento. Relativamente aos esforços verticais, pelo facto de tais estruturas serem muito leves, pode ocorrer o risco de arranque pela fundação.

Contudo, nesta dissertação não serão analisadas estruturas treliçadas esbeltas, pelo que se considera que este efeito não tem interesse prático para o estudo a efectuar.

2.2.3. DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES

Dependendo da forma da estrutura, pode ocorrer um desprendimento alternado de vórtices, com uma frequência definida. São os chamados vórtices de Von Karman (citado em Ravara, 1969 e PUC- Rio, 2006), os quais originam forças periódicas, oblíquas em relação à direcção do vento médio.

As secções rectangulares, triangulares ou com arestas vivas estão sujeitas a excitações mais fortes por desprendimento de vórtices do que as secções cilíndricas. Em todo o caso, este efeito só assume relevância para estruturas muito altas (chaminés, antenas, etc.). Assim, tendo em conta que a altura da estrutura a analisar não excederá 6 metros, a hipótese de desprendimento de vórtices não será considerada na análise subsequente.

2.2.4. INSTABILIDADE AERODINÂMICA POR GALOPE

Um dos fenómenos aeroelásticos típico de estruturas flexíveis de pequeno amortecimento é o galope, que surge subitamente a partir de uma certa velocidade, chamada “velocidade de disparo” e aumenta sem limites, independentemente da velocidade de desprendimento dos vórtices. O nome “galope” foi sugerido por Den Hartog (citado em PUC- Rio, 2006). Este efeito é particularmente gravoso em linhas de alta tensão cuja secção transversal é alterada pela formação de gelo. A resistência causada pelo gelo e o aumento significativo de peso são factores que influenciam este fenómeno.

Em Portugal, devido ao seu clima moderado, a instabilidade aerodinâmica por galope geralmente não se manifesta, pelo que, no caso específico da estrutura metálica a analisar no âmbito da dissertação, este fenómeno não será considerado.

3. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

Os objectivos da dissertação são:

- Introduzir breves noções sobre a utilização das estruturas metálicas na construção e respectivos efeitos do vento em estruturas metálicas correntes.
- Descrever os métodos presentes no RSA e EC1 para quantificar a acção do vento, incluindo todas as tabelas e ábacos necessários para os cálculos posteriores.
- Proceder ao estudo metodológico de séries temporais, incluindo especificamente a função de densidade espectral de Davenport.
- Comparar as análises estáticas prescritas no RSA e no EC1 (a qual considera indirectamente efeitos dinâmicos) para quantificar o efeito do vento nas estruturas. Efectuar as respectivas análises considerando apenas uma análise elástico-linear.
- Efectuar uma análise probabilística incorporando o espectro de Davenport no método definido no RSA e comparar com a análise elástico-linear preconizada no EC1. Uma vez que a análise probabilística de Davenport depende das características dinâmicas da rajada de vento, pretende-se compará-la com o EC1 (o qual já contempla efeitos dinâmicos, embora o dimensionamento seja efectuado de forma estática – análise linear).
- Aplicar os pontos anteriores à análise de estruturas metálicas do tipo sombreiro com alturas de 3, 4, 5 e 6 metros, por forma a verificar a sua influência no dimensionamento das estruturas metálicas.
- Analisar os resultados das simulações e concluir padrões de dimensionamentos comuns a estruturas semelhantes.

Para analisar as formulações apresentadas recorre-se ao programa SAP2000 V.9.0.

4. MODELOS DE CÁLCULO

4.1. HIPÓTESES E SIMPLIFICAÇÕES

- A análise estrutural a realizar baseia-se no método dos deslocamentos, utilizando a teoria de barras de Bernoulli-Euler;
- A estrutura é constituída por elementos de barra perfeitamente rectos e deformáveis axialmente e por flexão;
- As forças axiais são aplicadas ao longo do eixo central das barras;
- As secções permanecem planas após a deformação, não existindo distorção da secção transversal (hipótese de Navier);
- A possibilidade de que ocorra instabilidade elástica de qualquer membro durante a análise é excluída;
- Considera-se que os elementos estruturais são de aço, o qual é considerado homogéneo, isotrópico e perfeitamente elasto-plástico, com tensões de cedência iguais à tracção e à compressão;
- O aço apresenta módulo de elasticidade e peso específico iguais respectivamente a 210 GPa e 77 kN/m³ (valores prescritos no EC3), sendo a tensão de cedência (em MPa) correspondente a uma das classes de resistência definidas na Norma EN10025 (S235, S275, S355, etc.).

Dado que uma análise estrutural em regime elástico não permite a correcta determinação das cargas que produzem o colapso estrutural, seria conveniente conduzir o cálculo em regime plástico para melhor coerência com o dimensionamento das secções, o qual é geralmente feito de modo a verificar o estado limite de plastificação. Contudo, o cálculo elástico dos esforços é geralmente o mais utilizado, tendo em vista a sua maior simplicidade e o facto de ser mais conservativo.

É possível, contudo, proceder a uma análise incremental na qual se admite que, sempre que numa dada secção se atinge a capacidade resistente, se forma uma rótula plástica nessa secção e a estrutura perde um grau de hiperestaticidade. Continuando a aumentar o carregamento, vão-se formando rótulas plásticas noutras secções até se atingir o colapso. Nota-se que a redistribuição das solicitações mobiliza reservas de resistência da estrutura.

Em todo o caso, é importante notar que este tipo de análise pressupõe a aplicação do carregamento de modo quase estático e monótono. Na realidade, quando se realiza uma análise dinâmica, a equação de equilíbrio possui termos devidos à inércia e ao amortecimento. Assim, o decréscimo da rigidez até zero não significa necessariamente o colapso. Caso a rigidez decresça até zero, podem existir forças internas presentes que actuem no sentido de recuperar a estrutura.

O cálculo dos esforços devido à acção dinâmica do vento apresenta grandes dificuldades, devido à grande variabilidade e aleatoriedade do carregamento. Assim, usualmente adopta-se a simplificação importante de admitir carregamentos estáticos equivalentes, utilizando-se para esse fim a velocidade característica do vento.

De acordo com a norma brasileira NBR-6123, os efeitos dinâmicos do vento tornam-se importantes para estruturas com frequências próprias fundamentais inferiores a 1Hz. Nesse caso, a consideração desses esforços como estáticos e de natureza determinística é uma aproximação demasiado grosseira. No anexo H da mesma NBR-6123, encontra-se outra indicação da necessidade de se considerar o comportamento dinâmico da estrutura: *“Certas edificações esbeltas e flexíveis apresentam comportamento intrinsecamente dinâmico quando expostas ao vento, sendo que nem sempre a velocidade mais desfavorável é a velocidade máxima prevista para o vento. Torna-se necessário estudar sua estabilidade... em uma gama bastante intensa de velocidades do vento.”*

Pode pois existir a necessidade de efectuar um tratamento estocástico da velocidade do vento, considerando as flutuações aleatórias deste fenómeno e sua probabilidade de ocorrência. Assim, nesta dissertação é apresentada uma metodologia para obter uma análise estatística da resposta dinâmica de estruturas sob excitação aleatória de vento.

Para este trabalho, o carregamento aleatório obtido com base em espectros de potência do vento é transformado num conjunto de carregamentos harmónicos a aplicar na estrutura. Esse tipo de análise, com recurso à simulação de Monte Carlo, é conhecido como “vento sintético” (Lazanha,2003).

O espectro de potência do vento a utilizar no programa de cálculo automático é o de Davenport (citado em Ravara, 1969) simulando um carregamento aleatório.

Em resumo, existem diversas abordagens possíveis a adoptar para o material e para o carregamento considerado, as quais serão testadas e comparadas em função dos meios disponíveis.

4.2. TIPOS DE ANÁLISE

4.2.1. ANÁLISE ESTÁTICA LINEAR

Numa análise estática linear, considera-se proporcionalidade entre os deslocamentos e as forças actuantes na estrutura. O material obedece à lei de Hooke, sendo as tensões proporcionais às deformações. A resolução do problema é feita escrevendo-se as equações de equilíbrio para a configuração indeformada, como se indica na expressão:

$$P = KD$$

onde: P é o vector de forças, K é a matriz de rigidez e D o vector de deslocamentos da estrutura.

4.2.2. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR (P-DELTA)

Dois tipos de não linearidade ocorrem em problemas estruturais. O primeiro tipo refere-se à não linearidade física (ou material), e é devida à não linearidade elástica, plástica ou visco-elástica do material estrutural. O segundo tipo é referido à não linearidade geométrica, e ocorre quando os deslocamentos são suficientemente grandes para causar mudança significativa na geometria da estrutura e, em consequência, introduzir esforços relevantes.

Numa análise fisicamente não-linear, o material deixa de seguir a lei de Hooke, não havendo proporcionalidade entre tensões e deformações e ocorrendo plastificação. A análise geometricamente não linear tem em conta os efeitos de segunda ordem, os quais podem ser analisados simplifadamente através de um método chamado P-Delta.

Assim, na análise de 1ª ordem a equação de equilíbrio é escrita na configuração indeformada, Figura 2 (4.1)(a). Para a análise de 2ª ordem, a resolução do problema é realizada na configuração deformada, Figura 2 (4.1)(b).

Por exemplo, para uma barra encastrada numa extremidade e livre na outra, a equação de equilíbrio que rege o problema para análise de 2ª ordem é dada por:

$$Mr = Hh + P\delta$$

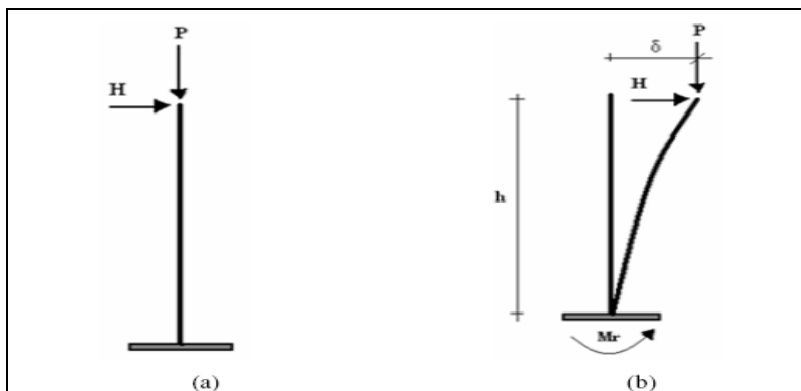


figura 2 (4.1) (a) efeitos de 1ª ordem; (b) efeitos de 2ª ordem

A solução da equação linear $P=KD$ não pode ser utilizada caso existam mudanças na geometria; sendo assim, o carregamento é aplicado incrementalmente e pode-se obter o deslocamento D tratando o problema não-linear como uma sequência de passos lineares, representando cada passo um incremento de carga.

A existência de grandes deslocamentos faz com que a equação (Equação 1) contenha termos não lineares que devem ser incluídos no cálculo da matriz de rigidez K . Assim, a matriz de rigidez elástica e geométrica é calculada para cada elemento da estrutura e acumulada dentro de uma matriz de rigidez total:

$$K = K_E + K_G \quad \text{Equação 1}$$

Onde: K_E é a matriz de rigidez elástica e K_G é a matriz de rigidez geométrica da estrutura.

4.2.3. ANÁLISE DINÂMICA

As propriedades atribuídas a um sistema mecânico são: massa, rigidez e amortecimento, responsáveis, respectivamente, pelas forças inerciais, elásticas e dissipativas. Tais forças estão presentes na equação do movimento:

$$M \ddot{X} + C \dot{X} + KX = F(x, t) \quad \text{Equação 2}$$

Onde: M é a matriz de massa, C é a matriz referente ao amortecimento, K é a matriz de rigidez da estrutura.

\ddot{x} , \dot{x} , x são os vectores de aceleração, velocidade e deslocamento, respectivamente. $F(x, t)$ é o vector das forças, que depende da coordenada espacial x e do tempo t .

De um modo geral, as estruturas contínuas são descritas por modelos de massas concentradas com múltiplos graus de liberdade. Logo, na análise destes sistemas está sempre implícita uma aproximação pois o comportamento é definido através de um número finito de graus de liberdade, escolhidos de modo a descrever com precisão suficiente o movimento vibratório. Para a solução do problema dinâmico representado pela equação de movimento (Equação 2), dois métodos de solução são usados; o método de sobreposição modal e o método de integração directa. O segundo é o mais utilizado por ser mais versátil. Existem diversos métodos numéricos de integração disponíveis para resolução do sistema das equações de movimento.

As expressões do método de integração de Newmark são definidas da seguinte forma (PUC- Rio, 2006):

$$X_{t+\Delta t} = X_t + \dot{X}_t \Delta t + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{X}_t + \beta \ddot{X}_{t+\Delta t} \right]$$
$$\dot{X}_{t+\Delta t} = \dot{X}_t + \Delta t \left[(1 - \gamma) \ddot{X}_t + \gamma \ddot{X}_{t+\Delta t} \right] \quad \text{Equação 3}$$

O intervalo de tempo Δt deve ser suficientemente pequeno de modo a representar adequadamente a excitação e todos os parâmetros de resposta do sistema.

4.2.4. ANÁLISE MODAL

O problema da identificação das frequências de vibração de um determinado sistema é resolvido com base na análise do movimento em regime livre e sem amortecimento. Nestas condições, as equações de equilíbrio dinâmico adquirem uma forma mais simplificada:

$$M \ddot{x}(t) + Kx(t) = \{0\} \quad \text{Equação 4}$$

Admite-se que o movimento da estrutura é harmónico, traduzido por uma equação do tipo:

$$x(t) = \Phi \cos(\omega t - \phi) \quad \text{Equação 5}$$

Onde Φ é um vector que representa a configuração deformada da estrutura (não varia com o tempo); ω é a frequência de vibração; e ϕ é a fase. Derivando duas vezes a Equação 5 em relação ao tempo, obtém-se a expressão das acelerações em função do tempo.

$$\ddot{X}(t) = -\omega^2 \Phi \cos(\omega t - \phi) \quad \text{Equação 6}$$

Combinando as Equações 5 e 6, tem-se:

$$\begin{aligned} -\omega^2 M \Phi \cos(\omega t - \phi) + K \Phi \cos(\omega t - \phi) &= \{0\} \\ -\omega^2 M \Phi + K \Phi &= \{0\} \\ [K - \omega^2 M] \Phi &= \{0\} \end{aligned} \quad \text{Equação 7}$$

Para que o sistema da Equação 7 tenha uma solução não trivial (esta seria $\Phi = \{0\}$) é necessário que se anule o determinante da matriz $[K - \omega^2 M]$. Logo, a determinação de frequências e modos de vibração resulta num problema tradicional de determinação de valores e vectores próprios, que representam respectivamente as frequências e os modos de vibração. Assim, a cada frequência ω_n corresponde a um modo de vibração Φ_n .

5. ACÇÃO DO VENTO

Apesar dos avanços tecnológicos, o efeito do vento sobre as estruturas continua a preocupar os investigadores. De facto, é de prever um aumento do número de situações atmosféricas adversas, em face das fortes mudanças climáticas que têm sido observadas no mundo inteiro.

O Sol é a fonte primária de energia para os movimentos atmosféricos. Em condições de equilíbrio, a energia solar incidente na Terra é balanceada pelo que ela reflecte do espectro recebido (30%) e pelo que ela reemite (70%), sob a forma de raios infravermelhos após ter absorvido os raios originais. A atmosfera é transparente aos raios de menor comprimento de onda, mas tende a absorver e reemitir os comprimentos de onda na faixa do infravermelho.

A energia solar incidente varia com a latitude, sendo máxima nas regiões intertropicais, de acordo com as estações do ano. Deste modo, criam-se regiões de diferentes temperaturas e pressões na atmosfera e sobre as superfícies dos continentes e dos oceanos. Desses gradientes de pressão e temperatura surgem os ventos que sopram das pressões altas para as pressões baixas e os movimentos convectivos do ar, mais quente que sobe e mais frio que desce.

Na figura 3(5.1) é possível observar um modelo teórico da Terra sem rotação, com superfícies que causam atritos e bloqueios. Na figura 4(5.2) observa-se um modelo mais realista, que permite obter uma ideia concisa dos fenómenos atmosféricos na superfície terrestre. Este último modelo é uma generalização da circulação de ar atmosférico, que está sujeito a fenómenos locais, regionais e até mesmo globais.

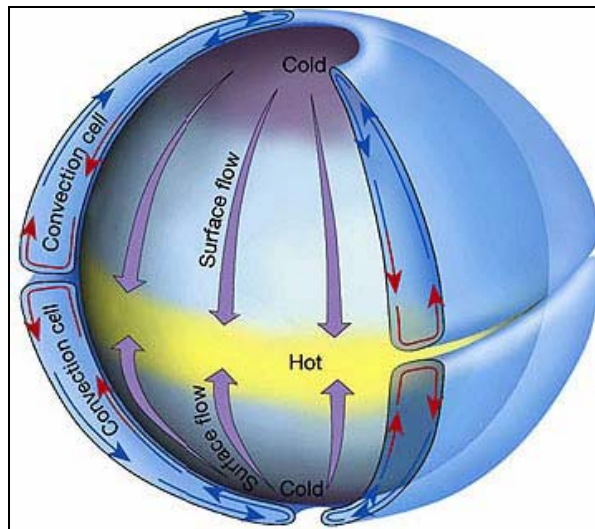


figura 3 (5.1) célula única de convecção sobre a terra sem rotação
(Carvalho,2007)

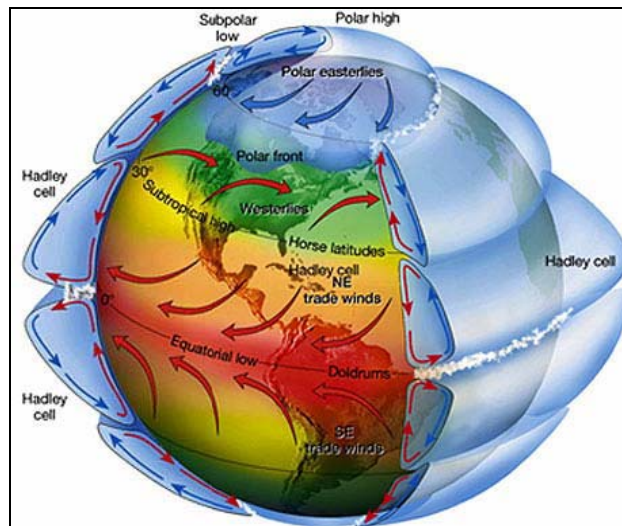


figura 4 (5.2) modelo das três células de circulação
(Carvalho, 2007)

A rotação da Terra provoca nos corpos que se deslocam sobre ela uma força aparente, a força de Coriolis, sempre perpendicular ao movimento do corpo, desviando para a direita, no hemisfério Norte, e para a esquerda, no hemisfério Sul.

A figura 5(5.3) ilustra este fenómeno e mostra como os ventos tendem a tornar-se paralelos às isobáricas se não houver atrito. Este é o caso dos ventos em altitudes superiores à camada limite atmosférica, acima da qual a influência do atrito do vento com a superfície do solo e dos mares é mínima. Estes são os chamados ventos geostróficos.

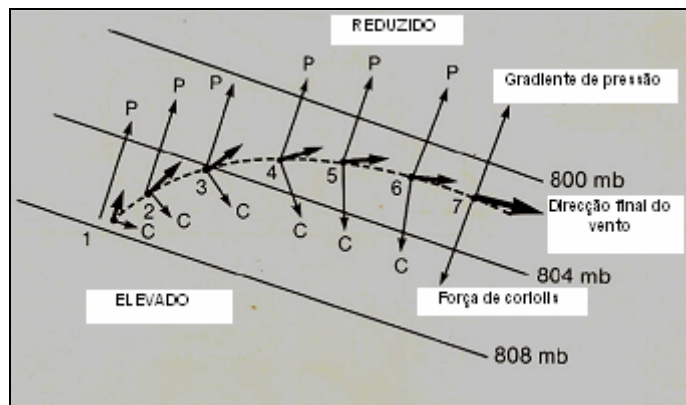


figura 5 (5.3) forças controladoras da direcção do vento nas camadas superiores
(Carvalho, 2007)

Dentro da camada limite, os ventos sofrem a influência do atrito com os solos e os mares, dos altos e baixos que compõem a rugosidade da superfície terrestre. Nesses casos, deve-se acrescentar à figura 5(5.3) a força de atrito, contrária ao movimento e decrescente com a altura, o que acarreta um aumento da velocidade do vento nas camadas mais altas. Com este aumento, aumenta a força de Coriolis, desviando a trajetória do vento mais para a direita ou para a esquerda, conforme o hemisfério, descrevendo uma espiral, a Espiral de Ekman (Carvalho, 2007).

Nas regiões quentes de baixa pressão, há correntes de ar que sobem e se expandem. Se isto acontece, sem dar tempo de haver trocas de calor com o exterior, o ar que se eleva irá baixar a temperatura, conforme as leis dos gases perfeitos e da termodinâmica. Se o ar estiver húmido, há condensação, que aquecerá o ar que sobe devido ao calor latente libertado, o que alonga mais ainda a subida. Se o arrefecimento atingir a temperatura de saturação do ar, choverá. Se a chuva for pesada, o seu arraste pode provocar fortes correntes descendentes e ventos aleatórios, com rajadas fortes. Este fenómeno são as tempestades, que rapidamente dissipam a energia que as originou.

Simiu e Scanlan (citado em Carvalho, 2007) relatam que o principal efeito do vento natural (ou movimento do ar) se deve ao aquecimento na atmosfera terrestre e se inicia pela diferença de pressão entre pontos de mesma elevação. Tais diferenças acontecem sob o efeito de fenómenos termodinâmicos e mecânicos que ocorrem na atmosfera não uniforme. Acarretam, como consequência, o aparecimento de diversas manifestações naturais induzidas pelo vento como a formação de ciclones, anticiclones, tempestades eléctricas, tornados, etc.

Davenport classifica o vento em função de sua velocidade, conforme registrado no quadro 1(5.1).

Classificação	Velocidade (km/h)
Fraco	0 – 9
Moderado	10 – 40
Forte (Vendaval)	41 – 60
Muito forte (Ventania)	61 – 90
Muito forte (Tempestade)	Acima de 91
Furacão	Acima de 115

quadro 1 (5.1) escalas de intensidade da velocidade do vento
(PUC- Rio, 2006)

5.1. ACÇÃO DA VENTO EM ESTRUTURAS METÁLICAS

A Figura 6(5.4) ilustra o escoamento de um fluido perturbado por uma superfície cilíndrica cuja geratriz é perpendicular ao escoamento. Nesta figura, mostra-se a influência da relação entre as forças inerciais e viscosas sobre o comportamento do escoamento resultante, para diferentes valores do número de Reynolds. Sabe-se que em escoamentos com baixa velocidade, o coeficiente de arrasto de um corpo é uma função apenas do número de Reynolds:

$$C_D = f(Re)$$

sendo o número de Reynolds um parâmetro adimensional definido em termos da velocidade da corrente livre, U , e de um comprimento característico do corpo, L . Esta dimensão característica do corpo pode ser a corda (dimensão transversal) ou o comprimento do corpo, medido em direção paralela à corrente livre. Assim,

$$Re = \frac{UL}{\nu}$$

Os escoamentos com formação de esteira definida como não turbulenta (números de Reynolds baixos) provocam efeitos quase estáticos sobre as estruturas. Escoamentos laminares permanentes ou com ciclos longos de variação temporal representam um regime estacionário para as estruturas de engenharia. Para este tipo de escoamento laminar permanente, não turbulento, as estruturas não estão sujeitas a fadiga ou a eventuais esforços causados por ressonância da acção do vento na frequência natural da estrutura.

Segundo Sachs, a determinação das velocidades, pressões e esforços relacionadas com as acções estáticas correspondentes ao escoamento laminar é mais fácil do que nos movimentos turbulentos, com as suas inevitáveis acções dinâmicas (Carvalho,2007). De facto, num escoamento turbulento existem componentes aleatórias que traduzem as variações instantâneas do escoamento. Assim, a definição adequada das acções estáticas e dinâmicas do vento sobre as estruturas envolve dificuldades práticas que impõem limitações às abordagens estritamente teóricas e depende muito de modelos experimentais.

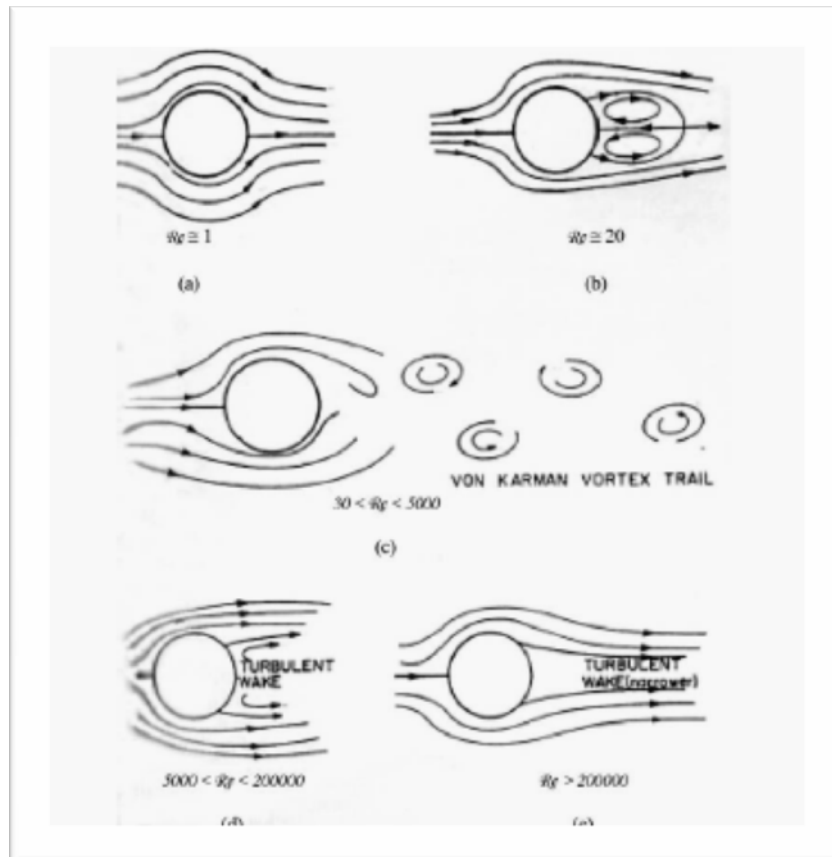


figura 6 (5.4) fluxo em redor de um cilindro circular: a) $Re=1$; b) $Re=20$; c) Re entre 3000 e 5000; d) Re entre 5000 e 200000; e) Re maior que 200000 (Carvalho,2007)

A figura 7(5.5) mostra que as componentes oscilatórias da acção do vento concentram-se na sua maioria em frequências baixas, inferiores às frequências naturais de oscilação de estruturas correntes. Contudo, em pontes suspensas de grande vão têm ocorrido roturas perigosas por efeito de ressonância. Também nas linhas de transmissão de energia podem ocorrer roturas por desgaste por fricção da sua fixação.

Existem diversos modos de minimizar os efeitos de ressonância, diminuir os efeitos de torção e fadiga das estruturas e evitar oscilações incômodas ocasionadas pelo vento. Essas soluções variam muito, desde impedir o desprendimento de vórtices da parede de cilindros através de guias helicoidais para o vento (conhecidas também como *streaks*), como alterar a frequência natural da estrutura pelo uso de molas em cabos extensores. Existem também soluções mais complexas e caras como os *Tuned Mass Dampers* (atenuadores de massa) usados em edifícios muito altos, os quais permitem alterar os modos de vibração da estrutura.

Na figura seguinte, pode-se observar nas ordenadas a densidade espectral reduzida

$\frac{fS(F)}{\sigma^2}$ e nas abcissas a frequência ou período.

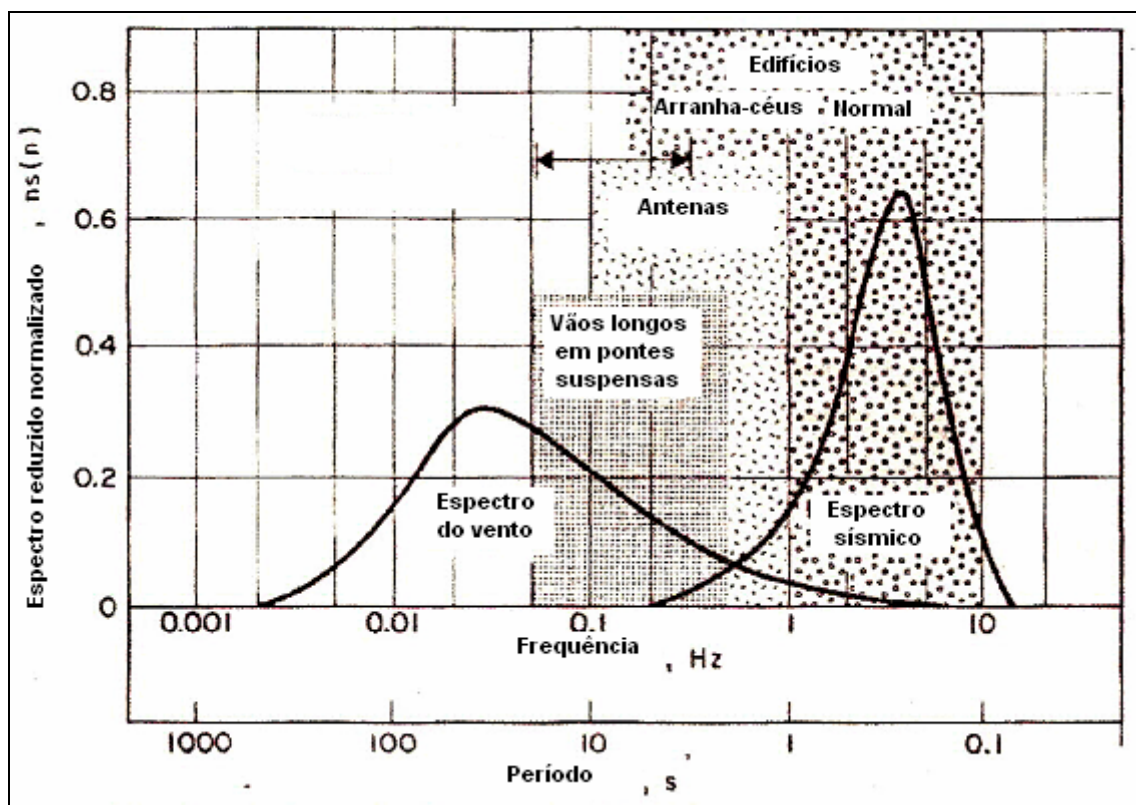


figura 7 (5.5) espectros de vento e faixa de frequências das estruturas correntes
(Carvalho,2007)

Na figura 7 (5.5) apresenta-se a gama de frequências onde o espectro do vento actua, observando-se que apenas existe influência significativa para frequências inferiores a 1 Hz.

5.2. VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS METÁLICAS

A amplitude das oscilações causadas pelo vento em estruturas pode ser reduzida caso se adoptem alguns procedimentos, nomeadamente: rigidificação da estrutura, aumento do amortecimento ou alteração da geometria.

Rigidificação da estrutura

O aumento da rigidez pode ser obtido por reforço dos elementos estruturais ou por adição de cabos ou barras de contraventamento. Deste modo, a ressonância pode ser evitada por um aumento da frequência natural fundamental.

Aumento do amortecimento

O aumento de amortecimento do sistema pode ser conseguido internamente adaptando absorsores ou atenuadores de massa auxiliar, também designados como Absorsores de Massa Sintonizados (AMS). O AMS é um sistema vibratório ligado à estrutura que tem como principal função dissipar energia. Consiste numa massa ligada à estrutura por um sistema mola-amortecedor. Quando há um movimento relativo entre a massa e a estrutura, a energia é dissipada. Podem-se também utilizar AMS múltiplos, ver Figura 8(5.6).

Esta solução tem sido utilizada especialmente em estruturas onde não se pode alterar a arquitectura. O amortecimento interno da estrutura pode também ser aumentado por introdução de elementos visco-elásticos na base (ex: neoprene).

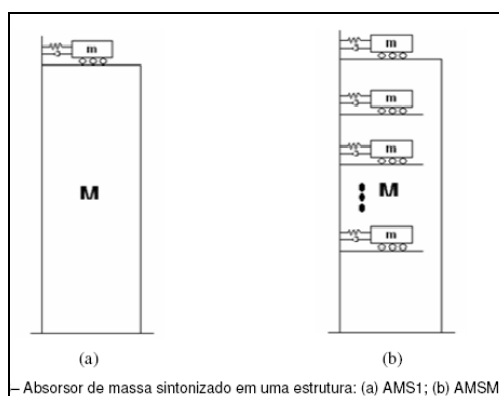


figura 8 (5.6) (a) absorvor de massa singular (b) absorvores de massa múltiplos(PUC- Rio, 2006)

Alteração da geometria

Modificando a configuração da estrutura é possível, em certos casos, controlar a acção do vento. Por exemplo, alterar a configuração externa de uma torre cilíndrica pode impedir o mecanismo de formação de vórtices.

5.3. ACÇÃO DO VENTO EM ESTRUTURAS METÁLICAS SEGUNDO O RSA

O vento não é geralmente uma acção condicionante em construções baixas e pesadas com paredes grossas; porém, em estruturas esbeltas é uma das acções mais importantes a ter em conta no projecto de estruturas. Em Portugal, a quantificação da acção do vento é regida de acordo com o RSA (Regulamento de Segurança e Acções) e mais recentemente pelo novo Eurocódigo 1 (EC1, 2005), os quais serão posteriormente comparados.

A maioria dos acidentes devidos ao vento ocorre em construções leves, principalmente de grandes vãos livres, tais como hangares, pavilhões de feiras e de exposições, pavilhões industriais, coberturas de estádios e ginásios cobertos. Ensaios em túnel de vento mostram que a sucção máxima aparece em coberturas com inclinação entre 80° e 120°, as quais coincidem com as inclinações de uso corrente num grande número de construções.

As principais causas dos acidentes devidos ao vento em estruturas metálicas são:

- a) falta de ancoragem de terças;
- b) contraventamento insuficiente das estruturas de cobertura;
- c) fundações inadequadas;
- d) deformabilidade excessiva da estrutura

Quando o vento sopra sobre uma superfície, existe geralmente uma sobrepressão (sinal positivo); porém em certas situações pode ocorrer o contrário, ou seja, existir sucção (sinal negativo) sobre a superfície. O vento actua perpendicularmente à superfície que obstrói a sua passagem, como indicado na Figura 9(5.7).

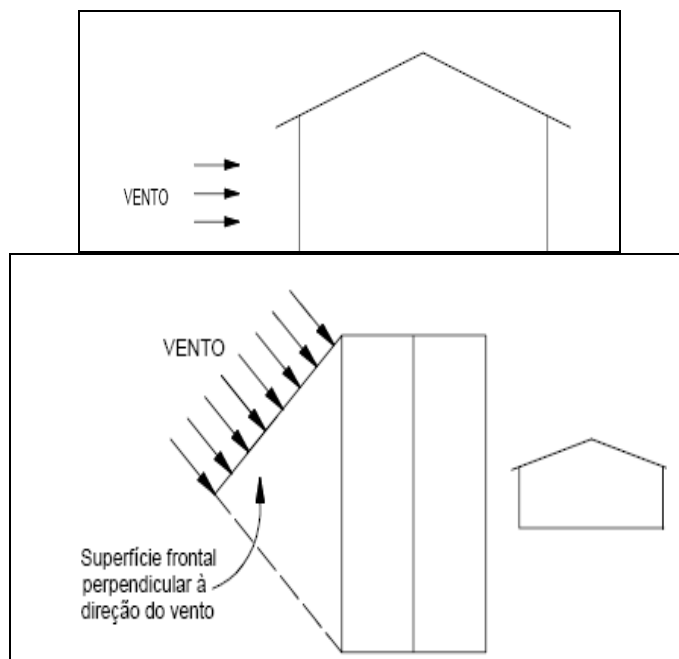


figura 9 (5.7) definições básicas do vento

(Zacarias, artigo publicado)

5.3.1. ZONAMENTO DO TERRITÓRIO - ARTIGO 20.º (RSA)

Para efeitos da quantificação da acção do vento, o RSA considera o país dividido nas duas zonas seguintes:

Zona A – a generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à *zona B*.

Zona B – os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 Km de largura ou com altitudes superiores a 600 m.

No caso, porém, de locais situados na zona A cujas condições de orografia determinem exposição ao vento particularmente desfavorável, como pode acontecer em alguns vales e estuários, tais locais devem ser considerados como pertencentes à zona B.

O critério em que se baseou o parcelamento do território em dois tipos de zonas fundamenta-se na análise dos registos meteorológicos existentes, que permitiu atribuir àquelas zonas, para a mesma probabilidade de ocorrência, intensidades do vento suficientemente diferenciadas.

5.3.2. RUGOSIDADE AERODINÂMICA DO SOLO – ARTIGO 21.º (RSA)

Para ter em conta a variação do vento com a altura acima do solo consideram-se dois tipos de rugosidade aerodinâmica do solo:

Rugosidade do tipo I – rugosidade a atribuir aos locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte;

Rugosidade do tipo II – rugosidade a atribuir aos restantes locais, nomeadamente zonas rurais e periferia de zonas urbanas.

A variação da velocidade do vento com a altura depende fortemente da rugosidade aerodinâmica do solo, a qual está relacionada com as dimensões e a distribuição dos obstáculos existentes que afectam o escoamento do ar na vizinhança da estrutura.

A consideração de apenas dois tipos de rugosidade do solo é um pouco esquemática, mas resulta da dificuldade em caracterizar objectivamente a multiplicidade das situações que podem ocorrer. Note-se que a distribuição do tipo de rugosidade do solo em que se localiza uma construção pode depender da direcção do vento. Assim, por exemplo, uma construção situada na periferia duma zona urbana pode, para vento actuando do lado daquela zona, ser considerado como implantada em solo com rugosidade do tipo I.

5.3.3. QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO – ARTIGO 22.º (RSA)

A acção do vento resulta da interacção entre o ar em movimento e as construções, exercendo-se sob a forma de pressões aplicadas nas suas superfícies. Em particular, são definidos valores característicos e reduzidos da velocidade média do vento em função da altura acima do solo, e são dadas indicações que permitem, por recurso a bibliografia especializada, considerar as características de turbulência do vento.

O vento pode em geral ser considerado como actuando na horizontal, devendo admitir-se que pode ter qualquer rumo.

5.3.4. EFEITOS DA ACÇÃO DO VENTO – ARTIGO 23.º (RSA)

Nos casos correntes, a determinação dos esforços devidos ao vento pode ser efectuada, de forma simplificada, supondo aplicadas às superfícies da construção pressões estáticas obtidas multiplicando a pressão dinâmica do vento, definida no artigo 24.º, por adequados coeficientes aerodinâmicos – coeficientes de forma – definidos no artigo 25.º.

Assim, para a determinação de esforços, pode recorrer-se a uma definição estática da acção do vento sobre a construção. Deve notar-se, no entanto, que este processo simplificado não conduz a resultados satisfatórios para estruturas com frequências próprias de vibração muito baixas (inferiores a cerca de 0,5 Hz) ou que sejam susceptíveis de instabilidade aerodinâmica ou de vibrações significativas na direcção transversal à da actuação do vento.

5.3.5. PRESSÃO DINÂMICA DO VENTO – ARTIGO 24.º (RSA)

Os valores característicos da pressão dinâmica do vento, w_k , são indicados no gráfico 1(5.1) para a zona A, em função da altura h acima do solo e do tipo de rugosidade deste. Para a zona B, os valores característicos da pressão dinâmica a considerar devem ser obtidos multiplicando por 1,2 os valores indicados para a zona A.

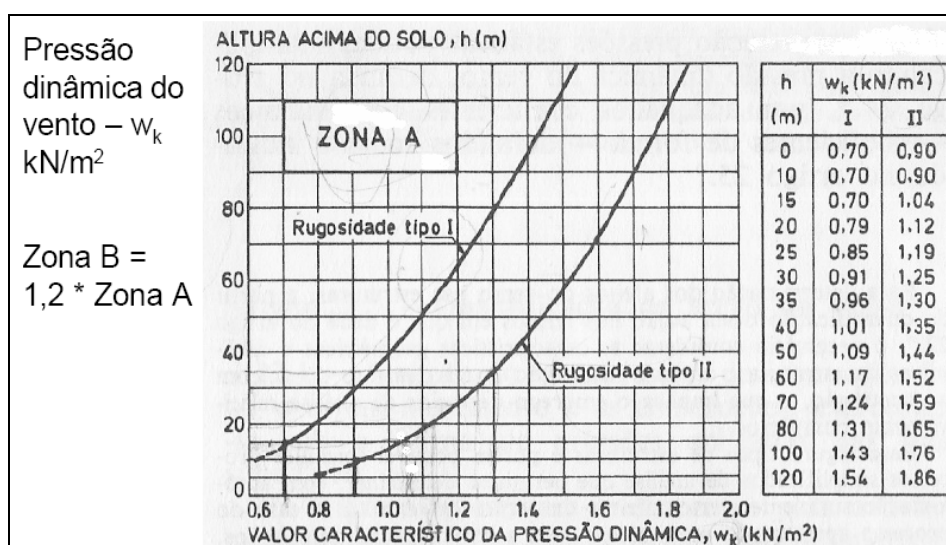


gráfico 1 (5.1) pressão dinâmica do vento
(RSA)

No caso em que a estrutura assume uma forma cilíndrica, majora-se a pressão dinâmica do vento w_k por 1,3.

Os valores da pressão dinâmica do vento, w_k , estão relacionados com os valores da velocidade v , pela expressão:

$$W_k = 0,613 \times v^2$$

Equação 8

Em que a velocidade v é expressa em metros por segundo e a pressão W_k é expressa em Newton por metro quadrado. Os valores característicos da pressão dinâmica estipulados para a zona A foram obtidos a partir dos valores característicos da velocidade de rajada do vento, definidos em função da altura acima do solo h , pelas expressões:

Solos com rugosidade do tipo I	$v = 18 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,28} + 14$	Equação 9
--------------------------------	--	-----------

Solos com rugosidade do tipo II	$v = 25 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,20} + 14$	Equação 10
---------------------------------	--	------------

em que a altura h é expressa em metros e a velocidade v é expressa em metros por segundo. Nestas expressões, a primeira parcela corresponde á velocidade média do vento e a segunda parcela tem em conta as flutuações da velocidade resultantes da turbulência do escoamento.

Tanto para a zona A como para a zona B, para alturas acima do solo inferiores a 10m no caso de terrenos com rugosidade do tipo I e para alturas acima do solo inferiores a 15m no caso de terrenos com rugosidade do tipo II consideram-se constantes os valores das pressões dinâmicas. A razão deste procedimento deve-se à imprecisão da definição de velocidades do vento na vizinhança imediata do solo, ou seja, até alturas da ordem de grandeza das alturas médias dos obstáculos que caracterizam a macrorrugosidade do terreno.

5.3.6. COEFICIENTES DE FORMA – ARTIGO 25.º (RSA)

Os coeficientes de forma a utilizar para a determinação da acção do vento são apresentados no anexo 1 do RSA para os casos mais correntes na prática. Nos casos não considerados nesse anexo, os coeficientes de forma a adoptar devem ser convenientemente justificados.

Aquando da apresentação dos cálculos relativos à aplicação do RSA à estrutura estudada neste trabalho, encontra-se representada uma tabela com os coeficientes de forma utilizados no modelo considerado.

5.3.7. FORÇAS E PRESSÕES APLICADAS NA COBERTURA METÁLICA

Forças horizontais devidas ao atrito do vento sobre as superfícies da cobertura:

$$F_1 = 0,05 \times a \times b \times w \quad \text{Equação 11}$$

Em que a e b são as dimensões da cobertura em planta e w a pressão dinâmica.

Forças horizontais devidas à acção do vento sobre o bordo da cobertura:

$$F_2 = 1,3 \times A \times w \quad \text{Equação 12}$$

Em que A é a área da superfície da bordadura exposta ao vento e w é a pressão dinâmica.

Pressão aplicada na cobertura

$$p = w \times \delta_p \quad \text{Equação 13}$$

$$\delta_p = \delta_e + \delta_i \quad \text{Equação 14}$$

Onde δ_e é o coeficiente de pressão exterior, δ_i é o coeficiente de pressão interior e w a pressão dinâmica.

No caso específico em estudo, tem-se o quadro seguinte:

Coefficientes de pressão δ_p para coberturas isoladas

$a > b \quad 0.5 \leq h/b < 1.0$

Tipo de cobertura	Inclinação da vertente β (graus)	Direcção do vento α (graus)	Coefficientes δ_p nas vertentes (*)	
			E	F
	5	0	-1,1 ou +1,2	-1,0
	10		-1,1 ou +1,4	-1,0
	15		-0,7 ou +1,6	-1,0
	20		-0,3 ou +1,8	-1,0
	25		-0,2 ou +2,0	-0,8
	30		0 ou +2,0	-0,7
	5	0	-1,2 ou +0,8	-0,8 ou +1,0
	10		-1,4 ou +0,6	-0,6 ou +1,0
	15		-1,6 ou +0,4	-0,6 ou +1,0
	20		-1,8 ou +0,2	-0,6 ou +0,7
	25		-2,0 ou 0	-0,6 ou +0,2
	30		-2,0 ou 0	-0,6 ou 0
	0	0 (bordo mais baixo a barlavento)	-1,5 ou +1,5 (**)	-0,5 ou +0,5 (**)
	5		-1,5 ou +1,5 (**)	-0,55 ou +0,55(**)
	10		+1,55	+0,65
	15		+1,55	+0,7
	20		+1,6	+0,75
	25		+1,6	+0,85
	30		+1,65	+0,95
	0	180 (bordo mais baixo a sotavento)	-0,5 ou +0,5 (**)	-1,5 ou +1,5 (**)
	5		-0,55 ou +0,55(**)	-1,5 ou +1,5 (**)
	10		-0,65	-1,55
	15		-0,7	-1,55
	20		-0,75	-1,6
	25		-0,85	-1,6
	30		-0,95	-1,65

(*) Sempre que, com o mesmo β e α , são indicados dois valores de δ_p numa mesma vertente, deverá considerar-se a hipótese mais desfavorável.
(**) Os coeficientes a considerar simultaneamente para as vertentes E e F devem ter o mesmo sinal

quadro 2 (5.2) coeficientes de pressão na cobertura - RSA

5.4. QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO SEGUNDO O EC1

5.4.1. FORÇAS HORIZONTAIS

A força devida ao vento, F_w , actuante numa estrutura ou num elemento estrutural, é dada por

$$F_w = C_s C_d \times C_f \times q_p(Z_e) \times A_{ref} \quad \text{Equação 15}$$

Onde:

$C_s C_d$ é o factor estrutural

C_f é o coeficiente de força

$q_p(Z_e)$ é a pressão à velocidade de pico, para a altura de referência Z_e

A_{ref} é a área de referência

A força F_w pode ser determinada efectuando a soma vectorial das forças exteriores ($F_{w,e}$), forças interiores ($F_{w,i}$) e forças resultantes do atrito do vento quando esta actua paralelamente às superfícies (F_{fr}).

5.4.1.1. CsCd – FACTOR ESTRUTURAL

5.4.1.1.1. GENERALIDADES

O factor estrutural CsCd tem em conta a não simultaneidade da actuação das pressões de pico do vento nas superfícies (C_s) e o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência (C_d).

5.4.1.1.2. DETERMINAÇÃO DE CsCd

$C_s C_d$ é determinado de acordo com as Figuras seguintes, que fornecem valores para vários tipos de estruturas.

CATEGORIAS E PARÂMETROS DO TERRENO		
CATEGORIA DO TERRENO	z_0 m	z_{min} m
0 Marítimo ou área costeira exposta a mar aberto	0,003	1
I Lagos ou áreas horizontais e planas com vegetação desprezável e sem obstáculos	0,01	1
II Áreas com baixa vegetação como relva e obstáculos isolados (árvores, edifícios) separados no mínimo por 20 vezes a altura do obstáculo	0,05	2
III Áreas cobertas com vegetação regular, edifícios, obstáculos separados com o máximo de 20 vezes a altura do mesmo (vilas, terrenos sub-urbanos, florestas permanentes)	0,3	5
IV Área em que pelo menos 15% da sua superfície é coberta com edifícios, onde a sua altura média exceda os 15 m.	1,0	10

quadro 3 (5.3) categorias e parâmetros de rugosidade do terreno
(EC1,2005)

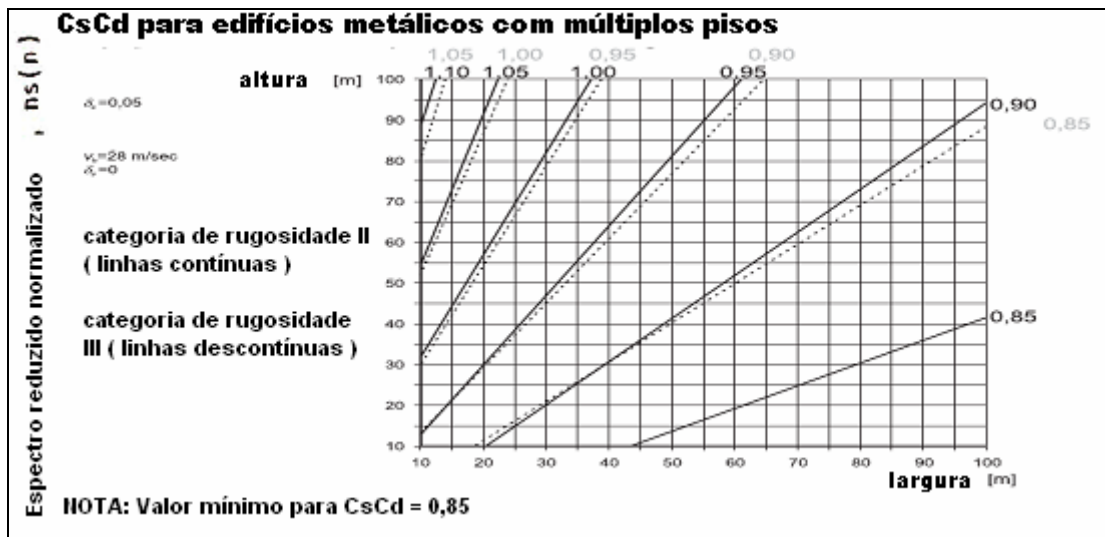


gráfico 2 (5.2) determinação do parâmetro CsCd

(EC1,2005)

5.4.1.2. C_f – COEFICIENTE DE FORÇA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS RECTANGULARES

O coeficiente de força C_f de elementos estruturais de secção rectangular com o vento a soprar perpendicularmente a uma das faces é dado por:

$$C_f = C_{f,0} \times \psi_r \times \psi_\lambda$$

Equação 16

onde:

$C_{f,0}$ - Coeficiente para secções rectangulares com cantos angulosos e sem fluxo de extremidade (ver gráfico 3(5.3)).

ψ_r - Factor de redução quando os cantos são arredondados (ver gráfico 4(5.4)).

ψ_λ - Efeito de extremidade, em função da esbelteza (ver gráfico 5(5.5)).

A esbelteza de uma coluna é a razão entre o comprimento efectivo da encurvadura e o raio de giração da secção. Este parâmetro permite averiguar a necessidade de contabilização dos efeitos de 2ª ordem.

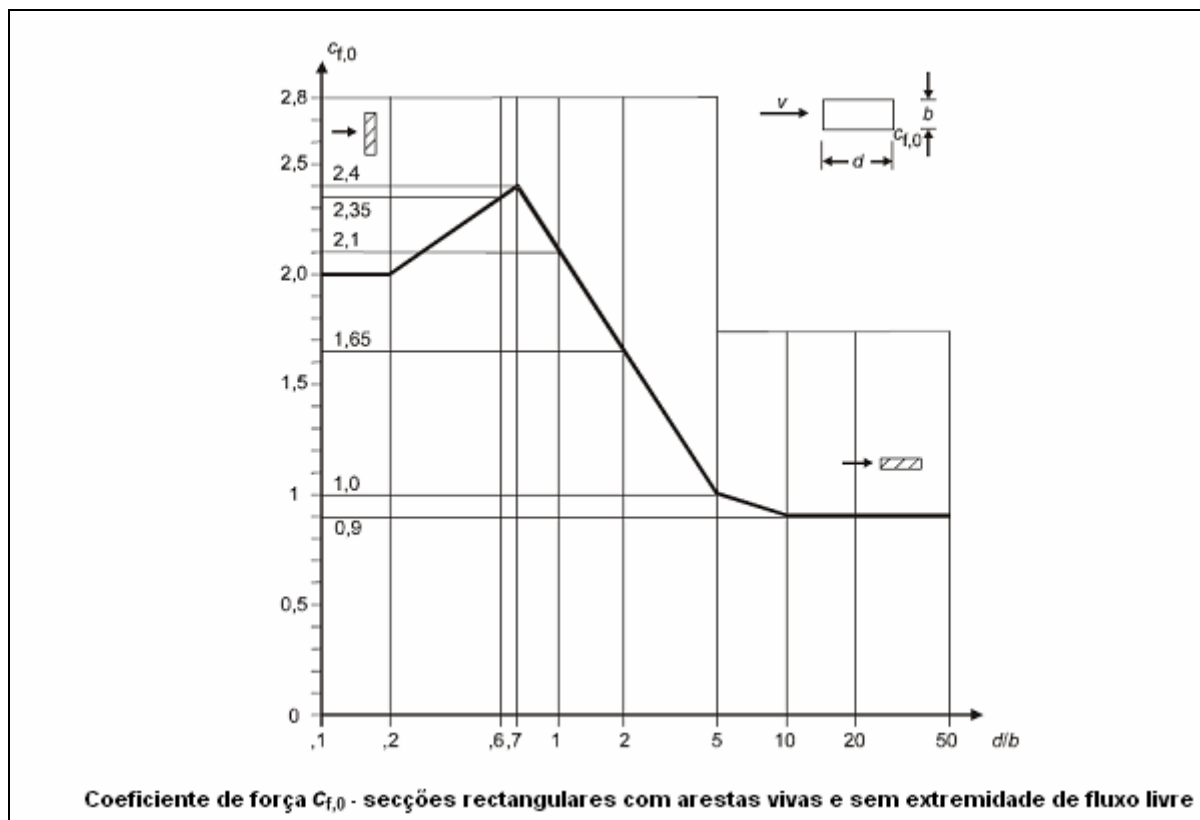


gráfico 3 (5.3) coeficiente de força $C_{f,0}$

(EC1,2005)

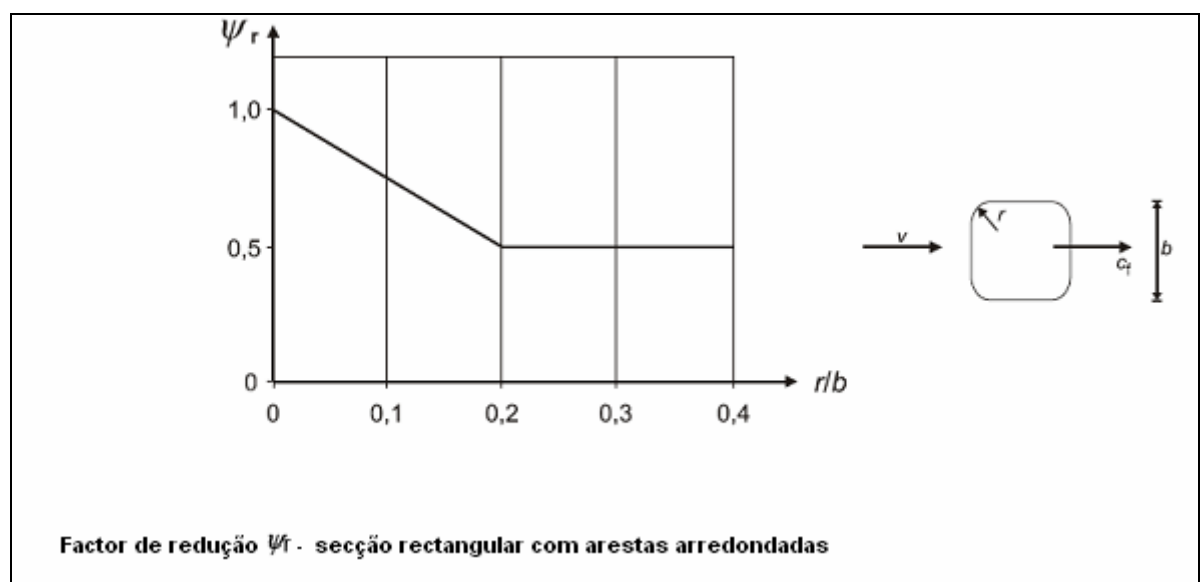


gráfico 4 (5.4) factor de redução em cantos arredondados

(EC1,2005)

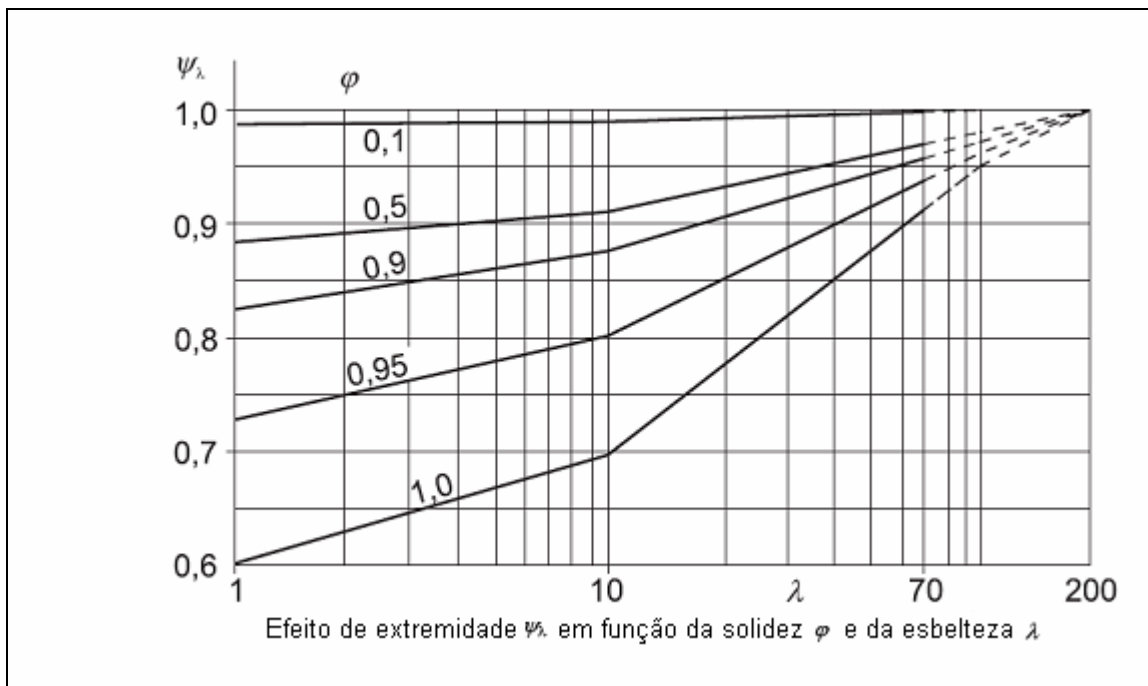


gráfico 5 (5.5) efeito de extremidade em função da esbelteza da estrutura
(EC1,2005)

ψ_λ depende do factor $\varphi = \frac{A}{A_c}$ Equação 17

Onde:

A – Somatório da área projectada onde o vento incide na estrutura

A_c - Somatório da área total considerando a secção cheia onde actua o vento

$$A_c = l \times b$$

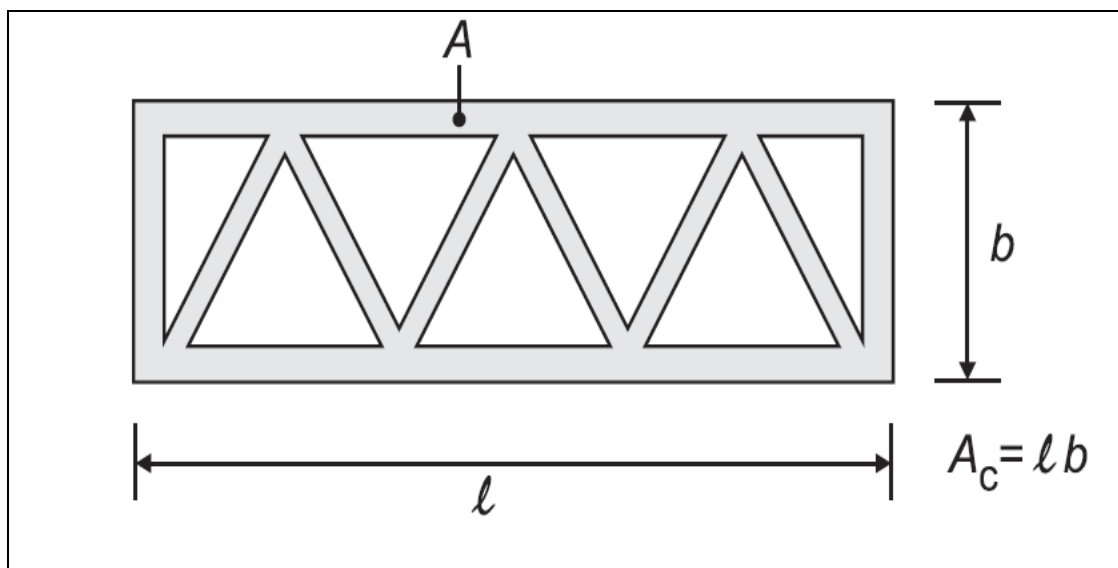


figura 10 (5.8) cálculo de A_c

(EC1,2005)

Valores recomendados de λ para secções cilíndricas, polinomiais, rectangulares, treliçadas, estruturais com arestas vivas

No.	posicionamento da estrutura, vento normal ao plano da página	esbelteza efectiva λ
1		Para secções polinomiais, rectangulares, treliçadas, arestas vivas: para $l \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 \cdot l/b$ or $\lambda = 70$, escolher o menor
2		para $l < 15$ m, $\lambda = 2 \cdot l/b$ or $\lambda = 70$, escolher o menor Para cilindros circulares: para $l \geq 50$, $\lambda = 0,7 \cdot l/b$ or $\lambda = 70$, escolher o menor para $l < 15$ m, $\lambda = l/b$ or $\lambda = 70$, escolher o menor
3		Para valores intermédios de l , deve ser utilizada a interpolação linear.
4		para $l \geq 50$ m, $\lambda = 0,7 \cdot l/b$ or $\lambda = 70$, escolher o menor para $l < 15$ m, $\lambda = l/b$ or $\lambda = 70$, escolher o menor Para valores intermédios de l , deve ser utilizada a interpolação linear.

figura 11 (5.9) cálculo da esbelteza da estrutura

(EC1,2005)

5.4.1.3. PRESSÃO DO VENTO

A pressão correspondente à velocidade de pico a uma altura z , $q_p(z)$, é dada por:

$$q_p(Z) = [1 + 7 \times I_v(Z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(Z) = C_e(Z) \times q_b \quad \text{Equação 18}$$

onde:

ρ é a densidade do ar, que depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica do local sujeito à acção do vento. O valor recomendado é de $1,25 \text{ kg/m}^3$.

$C_e(Z)$ é o factor de exposição (ver gráfico 6(5.6))

q_b é a pressão dinâmica do vento, expressa em N/m^2 :

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad \text{Equação 19}$$

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0} \quad \text{Equação 20}$$

onde:

V_b é a velocidade do vento, definida em função da direcção do vento e estação do ano a 10 m acima do solo, para um terreno de categoria II.

$V_{b,0}$ é o valor fundamental da velocidade do vento

C_{dir} é o factor direccional

C_{season} é o factor sazonal

O valor do factor direccional C_{dir} , para várias direcções do vento pode ser considerado igual a 1,0 (citado em EC1,2005). O valor do factor sazonal C_{season} , pode ser considerado igual a 1,0 (citado em EC1, 2005)

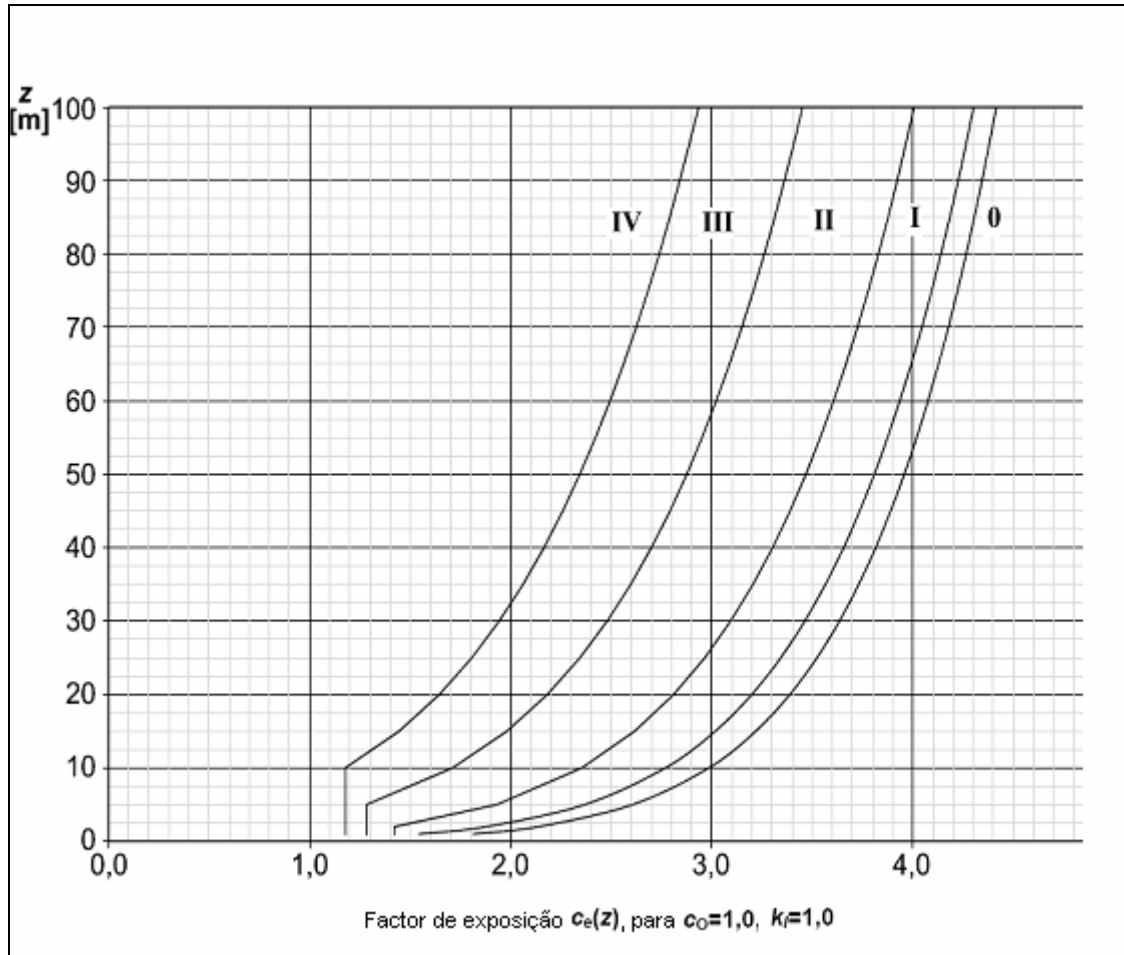


gráfico 6 (5.6) cálculo de $C_e(z)$
(EC1,2005)

5.4.1.4. ÁREA DE REFERÊNCIA

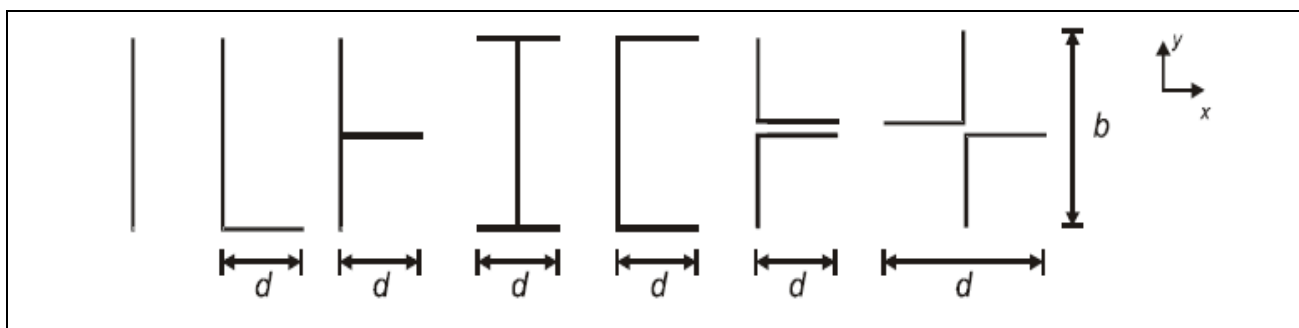
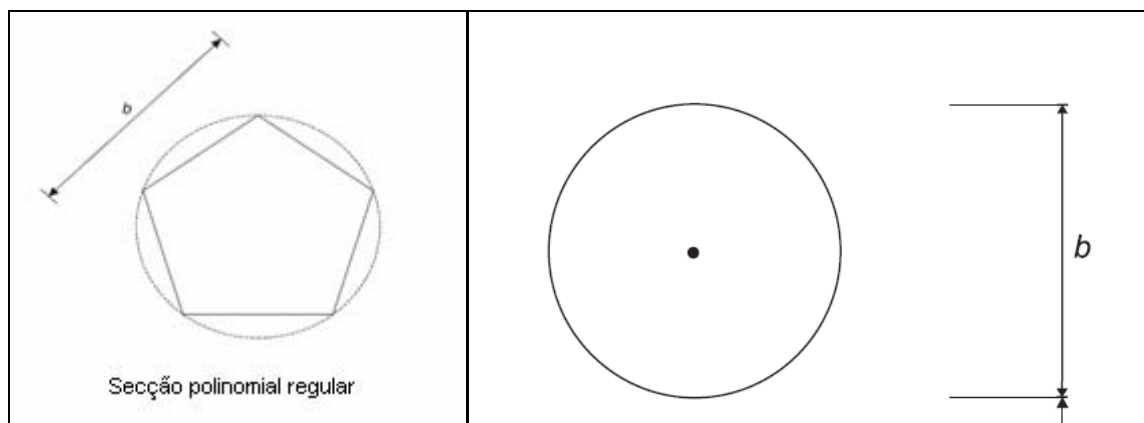
$$A_{ref} = l \times b$$

Equação 21

Onde:

l é o comprimento do elemento estrutural considerado.

b é definido de acordo com a Figura 12 (5.10).



As áreas de referência a considerar (ver figura 10), devem ser as seguintes:

$$\text{direcção x: } A_{\text{ref},x} = \ell \cdot b$$

$$\text{direcção y: } A_{\text{ref},y} = \ell \cdot d$$

figura 12 (5.10) cálculo da área de referência
(EC1,2005)

5.4.2. PRESSÃO DO VENTO NAS SUPERFÍCIES

A pressão do vento nas superfícies exteriores, W_e , é dada por:

$$W_e = q_p(z_e) \times c_{pe}$$

Equação 22

onde:

$q_p(z_e)$ é a pressão correspondente à velocidade de pico

z_e é a altura de referência para a pressão exterior

c_{pe} é o coeficiente para pressão exterior

A pressão do vento actuando nas superfícies interiores de uma estrutura, W_i , é dada por:

$$W_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad \text{Equação 23}$$

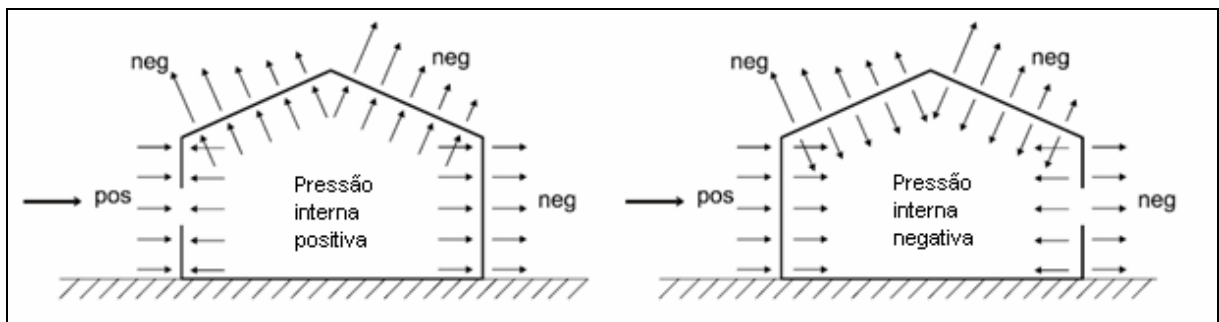
onde:

$q_p(z_i)$ é a pressão correspondente à velocidade de pico.

z_i é a altura de referência para a pressão interior

c_{pi} é o coeficiente para a pressão interior

A pressão efectiva numa parede ou cobertura é a diferença entre as pressões nas faces opostas, tendo em consideração os seus sinais. Pressão, dirigida para a superfície, é tomada como positiva e sucção, dirigida para fora da superfície, é tomada como negativa, de acordo com os exemplos seguintes:



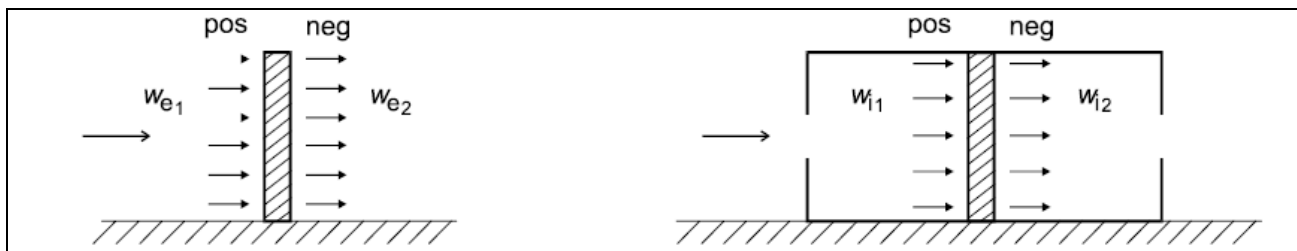


figura 13 (5.11) convenção de sinais de pressão e sucção
(EC1,2005)

Para o caso aqui estudado, tem-se:

Valores para coberturas com uma pendente, $C_{p,net}$ e C_f					
			<p>Coeficiente de pressão $C_{p,net}$</p> <p>esquema</p>		
Ângulo da cobertura α	Bloqueio φ	Coeficientes C_f	zona A	zona B	zona C
0°	máximo φ	+ 0,2	+ 0,5	+ 1,8	+ 1,1
	mínimo $\varphi = 0$	- 0,5	- 0,6	- 1,3	- 1,4
	mínimo $\varphi = 1$	- 1,3	- 1,5	- 1,8	- 2,2

quadro 4 (5.4) coeficientes de pressão
(EC1,2005)

Uma cobertura de uma estrutura sem paredes permanentes, como postos de abastecimento de combustível, celeiros, etc, é vulgarmente definido por telheiro. É este o tipo de cobertura a analisar neste trabalho.

O grau de obstrução sob uma cobertura do tipo telheiro depende do factor φ , que é a razão entre a área dos obstáculos e a área total sob a cobertura, ambas as áreas medidas na direcção normal à direcção do vento.

NOTA: $\varphi = 0$ representa um telheiro vazio, e $\varphi = 1$ representa um telheiro completamente fechado, mas permitindo o fluxo de ar no interior.

Os coeficientes de força, c_f , e de pressão, $c_{p,net}$ são dados na figura 29 (para $\varphi = 0$ e $\varphi = 1$ têm em conta o efeito combinado do vento actuando nas superfícies superior e inferior da cobertura, para qualquer direcção do vento. Valores intermédios podem ser obtidos por interpolação linear.

5.5. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O RSA E EC1

Com base no estudo de ambos os regulamentos, podem-se enumerar sucintamente algumas semelhanças e diferenças entre eles:

- O RSA permite uma definição em termos de zonamento do território, delimitando as zonas próximas do mar e do interior (zona A e B). Desta forma, contempla diferentes probabilidades de ocorrência para a intensidade do vento. O EC1 não efectua esta distinção.
- O EC1 possibilita uma maior definição em termos de rugosidade (5 escalões de rugosidade), enquanto o RSA apenas contempla 2 (rugosidade do tipo I e II).
- A pressão dinâmica do vento no EC1 contempla alguns factores adicionais relativamente ao RSA. Estes são o factor direccional (contempla a possibilidade do vento incidir em várias direcções - C_{dir}), e o factor sazonal (influência da variação do vento resultante das estações do ano - C_{season}).
- O RSA apenas considera estruturas com altura mínima de 10 metros (rugosidade do tipo I) ou 15 metros (rugosidade do tipo II). No EC1, é assumido um factor de exposição ($C_e(z)$) para alturas inferiores e superiores a 10 metros e para os 5 tipos de rugosidade do terreno.

- Para o cálculo dos coeficientes de pressão no RSA, a inclinação nula da cobertura não é contemplada (tem de ser calculada através de interpolação). No entanto, o EC1 considera essa situação.
- No RSA, quando se procede ao cálculo dos coeficientes de pressão, a estrutura analisada neste trabalho não reúne as condições mínimas exigidas para o caso tipo considerado no regulamento. Para este tipo de coberturas, é condição necessária que a razão entre a altura da estrutura e a sua largura esteja compreendida entre 0,5 e 1. Outra condição necessária é que a razão entre largura e comprimento seja maior que 1.
A estrutura não verifica estas imposições, mas uma vez que não existem no RSA outras disposições para este tipo de cobertura, estas condições mínimas foram desprezadas.
O EC1 contempla a situação estudada.
- O EC1 considera um coeficiente de força (C_f), em função das arestas das secções (vivas ou com cantos arredondados), da esbelteza da estrutura e da percentagem de vazios das secções. O RSA não efectua tal distinção.
- O EC1 contempla também efeitos dinâmicos em função dos factores C_s e C_d , contrariamente ao que sucede no RSA.

6. ESTUDO DO MODELO ESTATÍSTICO DE DAVENPORT

6.1. INTRODUÇÃO AO MODELO DE CARREGAMENTO

Para a consideração dos efeitos de vento em estruturas, é razoável supor que a velocidade do vento pode ser considerada como a combinação de uma velocidade média e flutuações em torno desta média. A velocidade média é determinada para intervalos de tempo entre 10min e 1h e as flutuações são determinadas como médias para pequenos intervalos de tempo, sendo denominadas rajadas. As flutuações são causadas pela agitação do vento médio (turbulência), provocada pela

rugosidade da superfície terrestre e por processos de troca de calor entre as camadas da atmosfera. Para ventos fortes ocasionados por tempestades de origem ciclônica de longa duração, as flutuações são causadas, primordialmente, pelo atrito do fluxo de ar com a rugosidade do solo.

As rajadas de vento ocorrem numa sequência aleatória de frequências e de intensidades. Turbilhões pequenos, de acção local e desordenada, dão origem às rajadas mais violentas, gerando forças de alta frequência e baixa intensidade, com pouca influência no comportamento global da estrutura. Turbilhões maiores, de dimensões tais que envolvam toda a estrutura, geram forças de baixa frequência que podem estar em fase ao longo de toda a estrutura.

6.2. MÉTODOS E CONSIDERAÇÕES PARA ANÁLISE DAS MEDIÇÕES

As rajadas (*gust wind speed*) são definidas como a magnitude de picos de curta duração ou como o valor RMS (*root mean square*) da flutuação em torno da média. O valor obtido pelo RMS é o resultado de um tratamento estatístico da magnitude da velocidade. Este método é bastante utilizado nos casos em que existem valores positivos e negativos (ex: funções sinusoidais), pelo que o resultado obtido é sempre positivo. Um modo alternativo de representar a parte flutuante do vento é através da intensidade turbulenta, que relaciona o desvio padrão da velocidade do vento com o seu valor médio.

A velocidade do vento a uma determinada altura pode ser definida pela expressão seguinte (Carvalho,2007)

$$V(1hr, z) = V(1hr, z_r) \left(\frac{z}{z_r} \right)^\alpha \quad \text{Equação 24}$$

onde z representa a elevação do centro de pressão; z_r a elevação de referência e $V(1hr, z)$ a média do vento para 1 hora, medida na altura z_r . Efectuando a correlação com a expressão adoptada no RSA, $z_r = 10$ m, $V(1hr, 10) = 18$ ou 25 m/s (conforme o solo tiver rugosidade do tipo 1 ou 2, respectivamente) e $\alpha = 0,28$ ou $0,20$ (conforme a rugosidade do solo for do tipo 1 ou 2, respectivamente).

O escoamento do ar a baixa velocidade é definido quando se conhece a distribuição das pressões dinâmicas, a pressão estática e a temperatura. Existe uma relação entre a velocidade do escoamento, a sua pressão e a diferença de cota altimétrica na equação de Bernoulli. As pressões estáticas podem ser medidas por sensores ao longo do escoamento. A medição das pressões dinâmicas pode ser realizada com a ajuda de sensores expostos ao fluxo do escoamento do ar. A medição destas pressões serve para calcular as velocidades de escoamento num determinado ponto.

$$p_{dx} = \frac{\rho V^2}{2} \quad \text{Equação 25}$$

Onde p_{dx} = Pressão dinâmica do escoamento no ponto x , em N/m^2

V = Velocidade do escoamento no ponto x , em m/s

ρ = Massa específica do fluido

Efectuando a correlação com o RSA, a massa específica do ar (ρ) é cerca de $1,22 \text{ kg/m}^3$, podendo-se pois escrever que $p_{dx} = 0,613 \times v^2$.

A característica intrinsecamente aleatória da formação de turbilhões impede o tratamento determinístico das velocidades do vento, exigindo um estudo estatístico, obtido através de séries temporais.

Os registos históricos de um processo estocástico diferem entre si. No entanto, algumas propriedades podem ser observadas. Para as definições de tais propriedades é necessário utilizar alguns conceitos estatísticos.

É necessária a definição dos parâmetros utilizados na avaliação das séries temporais geradas, sejam elas permanentes ou não, para poder avaliar com fiabilidade os ensaios e resultados obtidos.

A figura 14(6.1), apresentada por Kareem e Gurley (citados em Carvalho, 2007), é bastante elucidativa em relação aos tipos de análises de sinais que se podem efectuar:

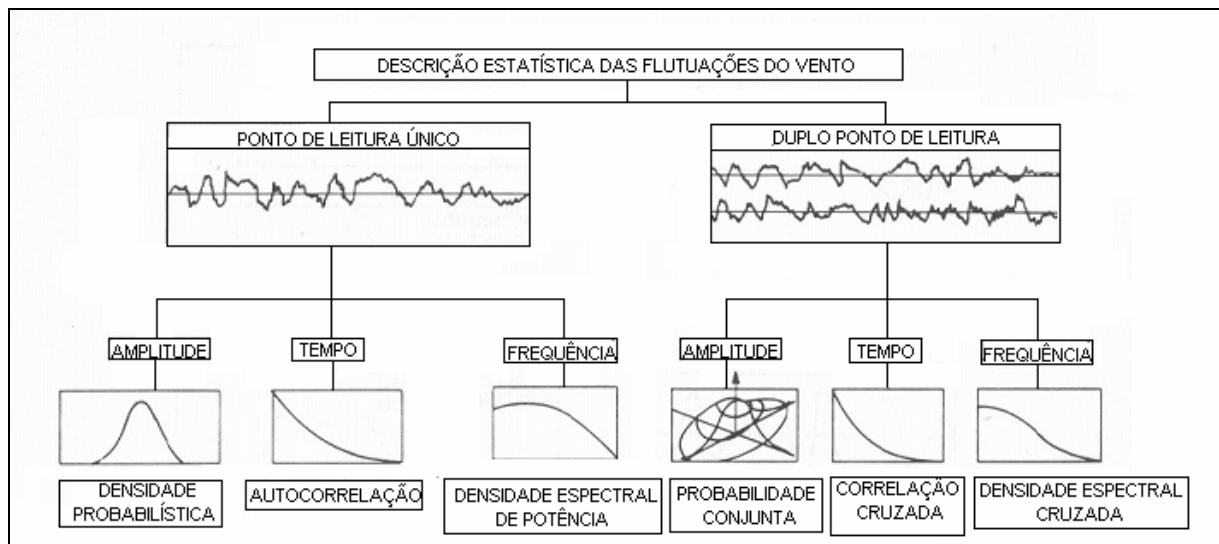


figura 14 (6.1) descrição estatística das flutuações de vento
(Carvalho,2007)

6.2.1. ANÁLISE DE SÉRIES TEMPORAIS

Considere-se a série temporal $x(t)$ mostrada na Figura 15(6.2).

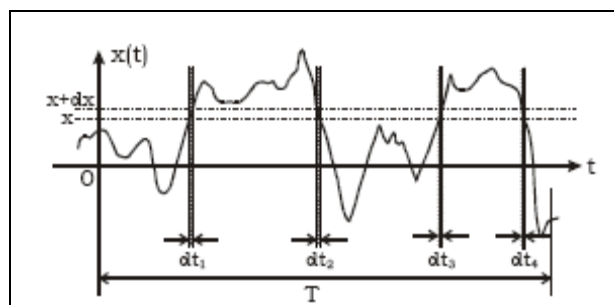


figura 15 (6.2) histórico de um processo aleatório
(Lazanha,2003)

A função de densidade de probabilidade de primeira ordem é definida como a fracção total de tempo em que o valor da função $x(t)$ adquire valores num certo intervalo T , ou seja:

$$p(x) = \frac{(dt_1 + dt_2 + dt_3 + dt_4)}{T} = \frac{\sum dt}{T} \quad \text{Equação 26}$$

O valor médio de $x(t)$ num intervalo de tempo T , ($E[x]$), pode ser compreendido como a altura de um rectângulo de base T e área igual à área contida sob a curva de $x(t)$:

$$E[x]T = \int_0^T x(t)dt \quad \text{Equação 27}$$

Introduzindo-se a função de densidade de probabilidade, pode-se obter a definição fundamental do valor médio:

$$E[x] = \int_{-\infty}^{+\infty} xp(x)dx = m \quad \text{Equação 28}$$

O valor quadrado médio de x , $E[x^2]$, é definido como:

$$E[x^2] = \int_0^T x^2(t) \frac{dt}{T} \quad \text{Equação 29}$$

Finalmente, o desvio padrão de x , usualmente representado por σ , e a variância σ^2 , podem ser definidos por:

$$\sigma^2(x) = E[x^2] - (E[x])^2 \quad \text{Equação 30}$$

Segundo Newland (citado em Lazanha,2007), vários tipos de vibrações aleatórias naturais possuem uma distribuição de probabilidades normal, similar ao formato de um sino, como na Figura 16(6.3).

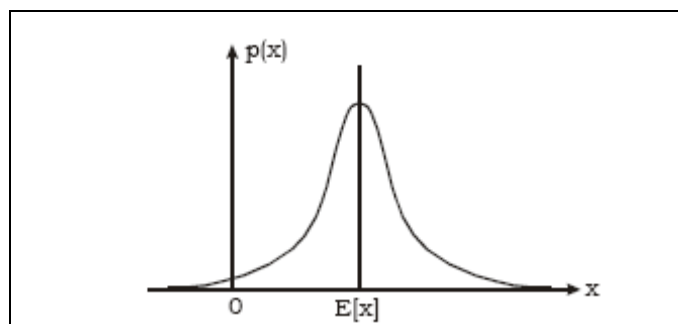


figura 16 (6.3) densidade de probabilidade para uma distribuição normal
(Lazanha,2007)

O formato da função é dado por:

$$p(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-(x-E[x])^2 / 2\sigma^2} \quad \text{Equação 31}$$

A função define uma distribuição normal ou de Gauss, sendo muito utilizada para a representação de excitações estocásticas na análise de vibrações aleatórias. Uma vez introduzidas as medidas estatísticas usuais, podem-se tomar as hipóteses básicas assumidas para a parcela flutuante do fluxo de vento. Um processo estocástico é constituído por infinitos históricos temporais. Na prática, não se dispõe de infinitas séries de análises, pelo que usualmente se assume que o grande número de históricos disponível representa adequadamente o fenómeno em questão.

Examinando-se várias séries temporais $x_1(t), x_2(t), x_3(t)$, como na figura 17(6.4), podem-se obter propriedades estatísticas ao longo do conjunto de históricos:

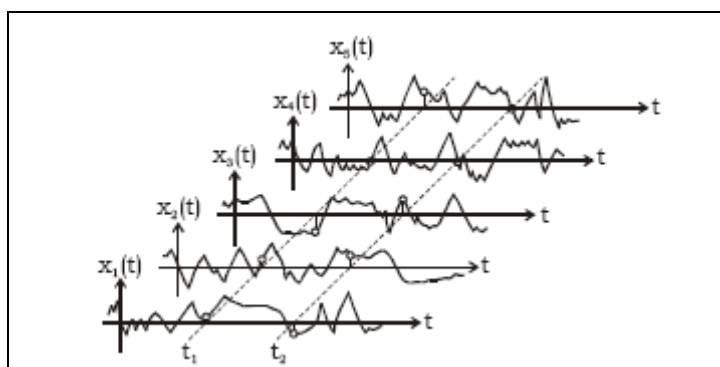


figura 17 (6.4) exemplo de séries temporais diversas
(Lazanha,2007)

Determinando-se os valores de um número suficiente de funções para o instante t_1 , a função de densidade de probabilidade para x em t_1 pode ser obtida. Um processo similar pode ser adoptado para o instante t_2 .

Num processo Gaussiano aleatório, todas as funções de probabilidade obtidas em todos os instantes, são representadas por distribuições normais. O processo é considerado estacionário se as distribuições de probabilidade, obtidas ao longo dos históricos, não dependerem do tempo absoluto considerado. Por outras palavras, para um processo estacionário, os parâmetros estatísticos (média, variância, etc) determinados sobre a totalidade dos registos possíveis não variam com o tempo.

Pode-se afirmar que cada série estatística representa completamente o conjunto de dados que constitui o processo aleatório.

6.2.2. ESPECTRO DE POTÊNCIA DO VENTO

Uma metodologia conhecida para a análise do fluxo de vento consiste na utilização de espectros de potência. Um espectro relaciona a distribuição de energia em função da frequência considerada. Para a definição matemática de espectro de potência, é necessária a apresentação dos conceitos de função de autocorrelação e de transformada de Fourier.

6.2.3. FUNÇÃO DE AUTOCORRELAÇÃO

A função de autocorrelação para um processo aleatório $x(t)$ é definida como o valor médio do produto entre dois valores da série histórica, distantes de um intervalo de tempo (τ), como pode ser observado na figura 18(6.5):

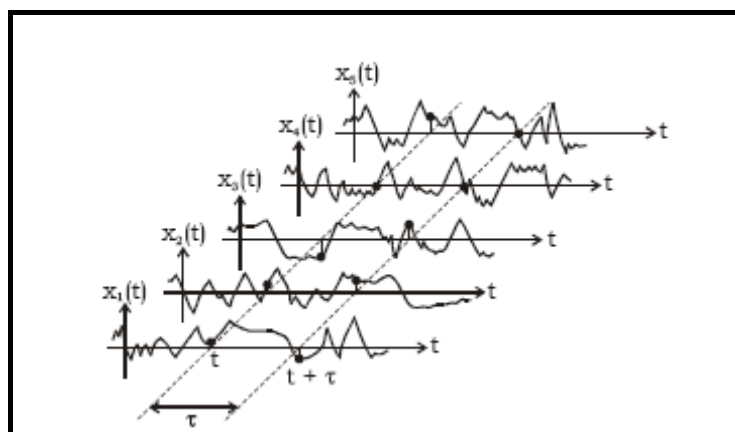


figura 18 (6.5) cálculo da autocorrelação

(Lazanha,2007)

A autocorrelação por ser expressa por:

$$R_x(\tau) = E[x(t)x(t+\tau)] \quad \text{Equação 32}$$

Quando o processo é estacionário, o valor de $R_x(\tau)$ pode ser obtido apenas de uma série temporal. Neste caso $R_x(t)$ não depende do tempo absoluto t , variando

apenas em função do intervalo de tempo τ . A ordenada de $R_x(t)$ varia com a variância ($\pm \sigma^2$) e com o quadrado da média (m^2) da seguinte forma:

$$-\sigma^2 + m^2 \leq R_x(\tau) \leq \sigma^2 + m^2 \quad \text{Equação 33}$$

Para um intervalo de tempo igual a zero, o valor da função de autocorrelação é igual ao valor quadrado médio:

$$R_x(\tau = 0) = E[x^2] \quad \text{Equação 34}$$

Para intervalos de tempo muito grandes, $\tau \rightarrow \infty$, não existe uma relação coerente entre os dois valores $x(t)$ e $x(t + \tau)$ e o processo é tido como não correlacionado. Nesse caso, pode-se demonstrar que:

$$R_x(\tau \rightarrow \infty) = m^2 \quad \text{Equação 35}$$

Conforme referido, o processo estacionário $R_x(t)$ depende apenas do intervalo de tempo τ . Portanto:

$$R_x(\tau) = E[x(t)x(t + \tau)] = E[x(t)x(t - \tau)] = R_x(-\tau) \quad \text{Equação 36}$$

Pode-se admitir que $R_x(t)$ é uma função par. Todas as propriedades apresentadas acima podem ser observadas num gráfico típico de uma função de autocorrelação, como na figura 19 (6.6):

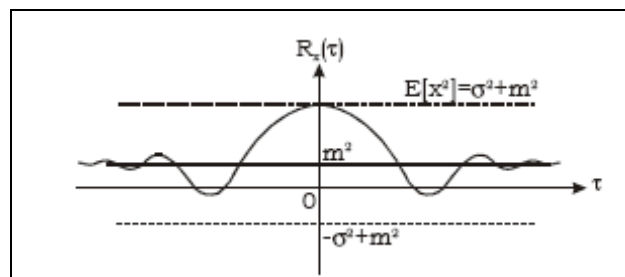


figura 19 (6.6) curva da função de autocorrelação para um processo estacionário
(Lazanha,2007)

6.2.4. ANÁLISE DE FOURIER

Para a compreensão dos espectros de potência e definição do processo do vento sintético, é necessário o conhecimento dos conceitos envolvidos na análise de Fourier. Considere-se uma função periódica qualquer, como a da figura 20(6.7).

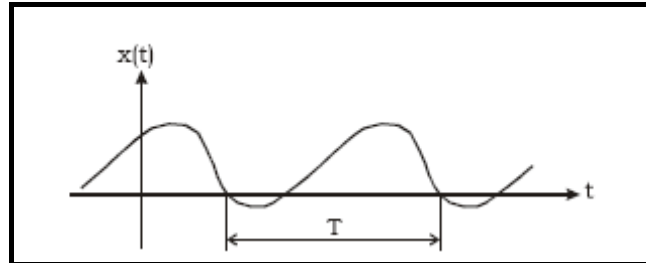


figura 20 (6.7) função periódica arbitrária - (Lazanha,2007)

A análise no domínio da frequência pressupõe que uma função periódica pode ser obtida pela sobreposição de componentes harmônicos, sendo pois expressa por uma série trigonométrica infinita. Assim:

$$x(t) = a_0 + \sum_{k=1}^{\infty} \left(a_k \cos \frac{2\pi kt}{T} + b_k \sin \frac{2\pi kt}{T} \right) \quad \text{Equação 37}$$

onde a_0, a_k, b_k são os coeficientes de Fourier dados por:

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t) dt \quad \text{Equação 38}$$

$$a_k = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t) \cos \frac{2\pi kt}{T} dt \quad \text{Equação 39}$$

$$b_k = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t) \sin \frac{2\pi kt}{T} dt \quad \text{Equação 40}$$

As condições matemáticas para que a série geométrica seja verdadeira são bastante gerais e englobam praticamente todas as situações do cotidiano da engenharia.

Uma função não-periódica pode ser submetida a uma análise de Fourier considerando-se que $T \rightarrow \infty$. Neste caso, a série de Fourier transforma-se num integral e os coeficientes são representados por funções contínuas de frequência, chamadas transformadas de Fourier. Para um histórico de média igual a zero, a manipulação das equações anteriores gera a expressão do integral de Fourier:

$$x(t) = 2 \int_0^{\infty} A(\omega) \cos \omega t d\omega + 2 \int_0^{\infty} B(\omega) \sin \omega t d\omega \quad \text{Equação 41}$$

Os termos $A(\omega)$ e $B(\omega)$ são os componentes da transformada de Fourier e podem ser representados por:

$$A(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cos \omega t dt \quad \text{Equação 42}$$

$$B(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \sin \omega t dt \quad \text{Equação 43}$$

Usualmente, no tratamento de processos estatísticos, as equações anteriores são escritas na forma complexa. Definindo-se $X(\omega)$ como:

$$X(\omega) = A(\omega) - jB(\omega) \quad \text{Equação 44}$$

pode-se obter o par de transformadas de Fourier definido por:

$$X(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-j\omega t} dt \quad \text{Equação 45}$$

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(\omega) e^{j\omega t} d\omega \quad \text{Equação 46}$$

6.2.5. DENSIDADE ESPECTRAL DE POTÊNCIA DO VENTO

Considere-se um histórico temporal de velocidades do vento. Utilizando-se a equação de $X(w)$ apresentada anteriormente, pode-se obter a função de autocorrelação. A função de densidade espectral de potência é definida como a transformada de Fourier da função de autocorrelação, ou seja:

$$S_x(w) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_x(\tau) e^{-i w \tau} d\tau \quad \text{Equação 47}$$

Duas propriedades principais da função $S_x(w)$ devem ser referidas. Quando $t = 0$, a área sob o gráfico de $S_x(w)$ é igual ao valor quadrado médio, ou seja:

$$R_x(t=0) = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(w) dw = E[x^2] \quad \text{Equação 48}$$

Uma segunda característica importante de $S_x(w)$ torna-se aparente quando a função de densidade espectral de potência é representada na forma complexa. Pode-se mostrar que o termo $B(w)$ é igual a zero e portanto:

$$S_x(w) = A(w) \quad \text{Equação 49}$$

7. FUNÇÃO DE DENSIDADE ESPECTRAL - DAVENPORT

De acordo com Davenport, a geração de ventos com rajadas pode ser definido em espectros de energia, onde cada gama de frequência de rajada tem uma determinada energia, que podem acontecer em diferentes fases (carregamentos harmônicos e/ou sinusoidal) e como tal, é utilizada a distribuição estatística gaussiana para definir a probabilidade da velocidade do vento ser excedida num determinado intervalo de tempo.

A análise das cargas segundo Davenport é efectuada com recurso a uma função probabilística de espectro de potência.

Numa análise de densidade espectral de potência, as cargas podem ser aplicadas com diferentes ângulos de fase, sendo depois correlacionadas e

algebricamente somadas. Cada carga aplicada é multiplicada por um determinado factor de escala (em função da frequência e ângulo de fase da estrutura) e somada com todas as outras cargas aplicadas similarmente.

O programa de cálculo automático SAP2000 (versão 9.0.3) analisa cada carga aplicada individualmente. As respectivas cargas serão afectas de factores de escala diferentes, sendo estes obtidos multiplicando as cargas pela raiz quadrada do integral da função de densidade espectral de potência, tendo como intervalo as frequências próprias da estrutura. Assim, cada unidade de frequência tem um factor de escala associado, funcionando o integral como um somatório num determinado intervalo.

Estes espectros podem ser obtidos através de medições de campo ou modelos matemáticos. O tipo de origem do espectro não influencia o método de transformação deste em série temporal. Por este motivo e por existirem muitas formulações diferentes, na tese somente será apresentado o modelo de Davenport, um dos modelos teóricos de espectro mais utilizados. Geralmente, a frequência e as funções de densidade espectral são apresentadas na forma adimensional.

$$f_* = f \times \frac{z}{U_z} \quad \text{Equação 50}$$

$$S_*(f_*) = f \frac{S(f)}{u_*^2} \quad \text{Equação 51}$$

Onde:

f_* = frequência adimensional

f = frequência em Hz

z = Altura da medição acima do nível médio do mar em metros

$\overline{U_z}$ = velocidade média em 1 hora na altura z e m/s

$S_*(f_*)$ = Função adimensional de densidade espectral de energia

$S(f)$ = Função de densidade espectral de energia em m^2/s

u_* = velocidade de corte em m/s

7.1. FORMULAÇÃO ESPECTRAL DE DAVENPORT

Conforme referido anteriormente, a variável que no caso do vento representa o processo aleatório é a velocidade das rajadas $v(t)$. É estacionária num intervalo de tempo convenientemente escolhido e tem um valor médio diferente de zero, sendo:

$$v(t) = \bar{v} + v_1(t) \quad \text{Equação 52}$$

Em que \bar{v} corresponde a uma solicitação que actua geralmente em regime estacionário e $v_1(t)$ é a componente de turbulência, actuando em regime dinâmico. É a $v_1(t)$ que se aplica a teoria dos processos aleatórios estacionários, ergódicos e gaussianos. De acordo com Davenport, tanto \bar{v} como $v_1(t)$ variam com a altura acima do terreno segundo uma relação do tipo:

$$v = (h/h_0)^{\frac{1}{\alpha}} \times v_0 \quad \text{Equação 53}$$

Note-se que a expressão é semelhante à considerada no RSA, sendo que a diferença se regista no parâmetro $\frac{1}{\alpha}$.

Em seguida, apresentam-se os parâmetros definidos por Davenport:

$\frac{1}{\alpha} = 0,16$ corresponde a terreno descampado ou com pouca vegetação

$\frac{1}{\alpha} = 0,28$ arredores da cidade

$\frac{1}{\alpha} = 0,40$ centro da cidade

Para determinar a velocidade do vento segundo Davenport, é adoptado o valor de $h_0 = 10$ m, representando v_0 a velocidade em m/s correspondente à altura de 10 m. É possível portanto determinar a velocidade de rajada a uma determinada altura h .

Relativamente ao espectro de potência do vento, a cada local pode fazer-se corresponder uma distribuição estatística Gaussiana de v_0 que define a

probabilidade da velocidade ser excedida num certo intervalo de tempo. Esta distribuição probabilística não contempla a altura real da velocidade de rajada mas apenas uma variância da velocidade v_0 para uma altura de $h_0=10$ m.

Define-se \bar{U}_{10} enquanto a média da velocidade v_0 a uma altura de 10 metros. Resumindo, Davenport define a acção dinâmica do vento independentemente da altura real do solo, estudando a densidade espectral do vento em função da frequência de rajada. Após efectuar numerosos ensaios experimentais, Davenport exprimiu a densidade espectral do vento através das seguintes funções:

$$S_*(f_*) = \frac{4x^2}{(1+x^2)^{\frac{4}{3}}} \quad \text{Equação 54}$$

$$\text{Onde } x = 1200 \frac{f}{\bar{U}_{10}} \quad \text{Equação 55}$$

A função adimensional de densidade espectral de energia ($S^*(f_*)$) depende da frequência de rajada (f) e da velocidade média em 1 hora para a altura $h=10$ m (\bar{U}_{10}). Recorrendo às Equações 54 e 55, obtêm-se o espectro representado na figura 21(7.1)

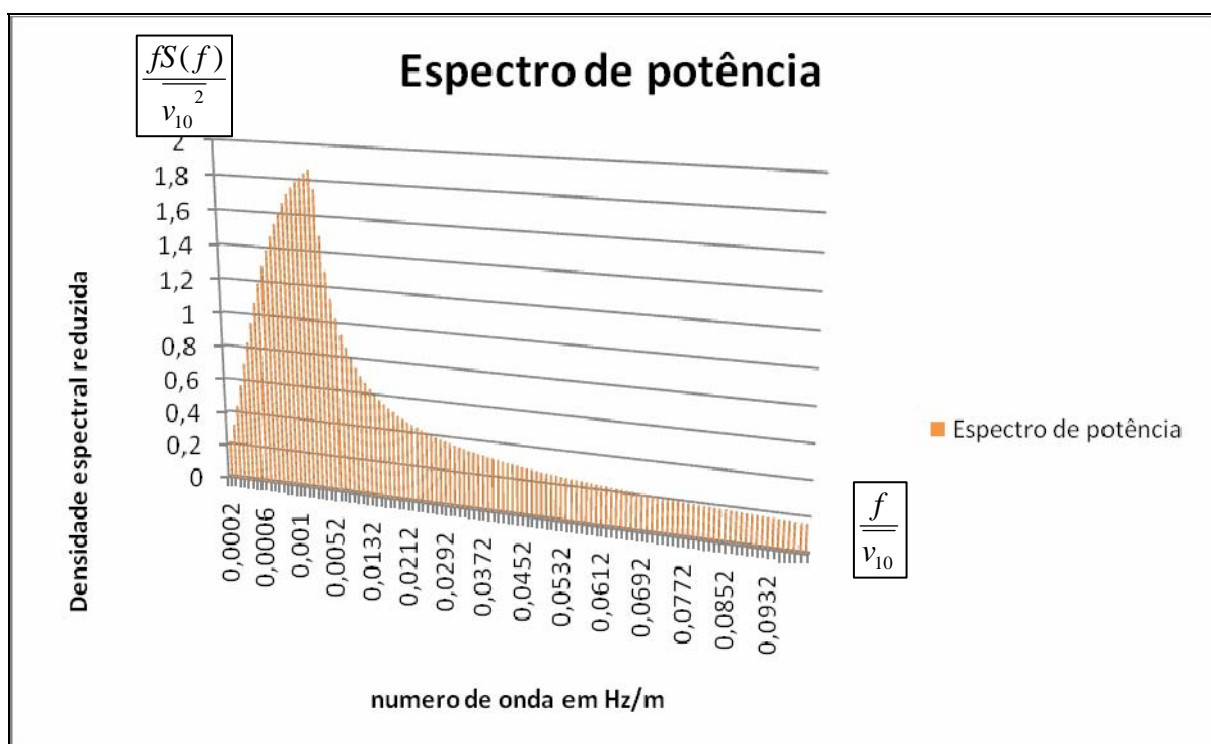


figura 21 (7.1) espectro de potência do vento (Davenport)

8. ESTRUTURA ANALISADA

A estrutura analisada é uma cobertura metálica do tipo sombreador, de forma quadrada e apoiada num pilar central encastrado na base. Pretende-se verificar o factor de segurança da estrutura relativamente à acção do vento, considerando quer o RSA quer o EC1 e tendo em conta eventuais efeitos dinâmicos. Procura-se ainda quantificar a influência da variação da altura da cobertura na resposta da estrutura, nomeadamente nos esforços dos seus elementos mais significativos. Para tal, admitem-se alturas de 3, 4, 5 e 6 metros.

Pretende-se ainda avaliar a possibilidade da frequência de rajada coincidir com a frequência fundamental da estrutura (pois nessa faixa de frequências a densidade espectral do vento será elevada), verificar a integridade da estrutura para esse caso específico e comparar os resultados obtidos utilizando cada uma das metodologias de dimensionamento consideradas.

Relativamente ao RSA, este regulamento apenas contempla a acção estática do vento sobre as estruturas, alertando contudo para a possibilidade de obtenção de resultados insatisfatórios no caso de frequências próprias fundamentais inferiores a 0,5 Hz. No entanto, não sugere qualquer método de cálculo para essas situações.

O Eurocódigo 1 considera na sua formulação dos efeitos do vento factores estruturais que têm em consideração a acção dinâmica. Mais propriamente, inclui os factores C_s e C_d , que contemplam respectivamente a não simultaneidade das rajadas de vento e o efeito da vibração da estrutura devido à turbulência.

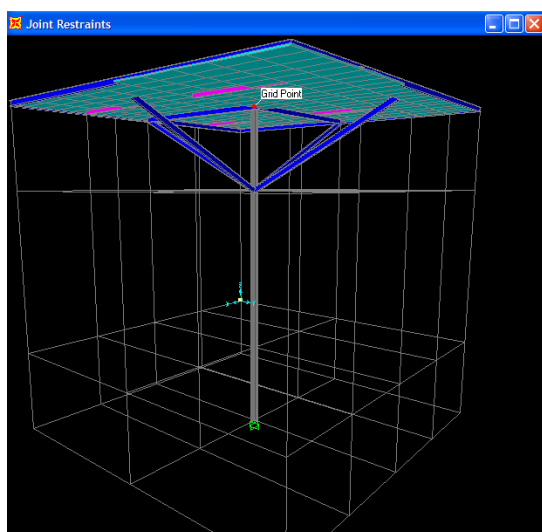


figura 22 (8.1) imagem 3D da estrutura metálica do tipo sombreador

8.1. MODELAÇÃO (PROGRAMA SAP 2000)

Malha adoptada

A malha considerada nas coordenadas X e Y é definida de modo a permitir o ajuste de placas de polycarbonato opalino com espessura de 16 mm, tendo como dimensões 1 metro de largura por 2 metros de comprimento. A malha no eixo z está dividida em 2 pisos, sendo um deles a simulação do piso térreo e consequentemente o encastramento da base (cota=0 m). O outro piso permite definir a posição de 4 escoras, localizadas a 2 metros abaixo da cobertura, aumentando assim a rigidez da estrutura. As dimensões totais da malha são: 4 m de largura, 4 m de comprimento e 3 m de altura variável de 3 a 6 m.

Propriedade dos Materiais

Os materiais a utilizar na estrutura são aço e polycarbonato, que podem ser definidos em SAP2000 da forma indicada nas figuras seguintes:

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a material named 'Aço'. The 'Type of Material' is set to 'Isotropic'. The 'Type of Design' is set to 'Steel'. The 'Analysis Property Data' section includes fields for Mass per unit Volume (7.86), Weight per unit Volume (77.028), Modulus of Elasticity (2.100E+08), Poisson's Ratio (0.3), Coeff of Thermal Expansion (1.170E-05), and Shear Modulus (80769231). The 'Design Property Data (AISC-LRFD93)' section includes fields for Minimum Yield Stress, Fy (248211.28) and Minimum Tensile Stress, Fu (399896). The 'Advanced Material Property Data' section has buttons for 'Time Dependent Properties...', 'Material Damping Properties...', and 'Stress-Strain Curve Definitions...'. The 'Display Color' section has a 'Color' field. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right.

Property	Value
Material Name	Aço
Type of Material	Isotropic
Type of Design	Steel
Mass per unit Volume	7.86
Weight per unit Volume	77.028
Modulus of Elasticity	2.100E+08
Poisson's Ratio	0.3
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Modulus	80769231
Minimum Yield Stress, Fy	248211.28
Minimum Tensile Stress, Fu	399896

figura 23 (8.2) propriedades mecânicas do aço

Material Property Data

Material Name polycarbonato

Type of Material
☒ Isotropic ☐ Orthotropic ☐ Anisotropic

Display Color
 Color

Type of Design
 Design None

Analysis Property Data
 Mass per unit Volume 112
 Weight per unit Volume 11,760
 Modulus of Elasticity 2,2E+07
 Poisson's Ratio 0
 Coeff of Thermal Expansion 2,8E-05
 Shear Modulus 11000000

Design Property Data

Advanced Material Property Data
 Time Dependent Properties...
 Material Damping Properties...
 Stress-Strain Curve Definitions...

OK Cancel

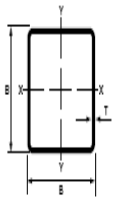
figura 24 (8.3) propriedades mecânicas das placas de polycarbonato

Perfis metálicos a utilizar:

RHS 40x40

Estes perfis fazem a separação entre as placas de polycarbonato, sendo estas fixas aos RHS e aos perfis de bordadura.

Hot finished square hollow sections



Size	Thickness	Mass	Sectional area	Moment of inertia	Radius of gyration	Elastic modulus	Plastic modulus	Torsional constants		Superficial area/m	Approx. length/tonne
B x B mm	T mm	M kg/m	A cm ²	I cm ⁴	i cm	W _{el} cm ³	W _{pl} cm ³	I _t cm ⁴	C _t cm ³	A _s m ² /m	m/t
40 x 40	4.0	4.39	5.59	11.8	1.45	5.91	7.44	19.5	8.54	0.150	228

quadro 5(8.1)propriedades do perfil RHS 40x40

(http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Estruturas_metalicas)

IPE 120

Esta secção é adoptada para:

- Perfis de bordadura da cobertura
- Perfis de travamento na cobertura
- Escoras

designation														
	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _i	d	Ø	p _{min}	p _{max}	A _L	A _G
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,21	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82

quadro 6 (8.2) propriedades do perfil IPE120

(http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Estruturas_metalicas)

HEB 120

O perfil HEB 120 é o escolhido para o pilar da estrutura, assumindo-se que é suficiente para resistir às cargas induzidas pelo vento.

designation														
	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _i	d	Ø	p _{min}	p _{max}	A _L	A _G
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11,0	12	34,01	98	74	M12	60	68	0,686	25,710

quadro 7 (8.3) propriedades do perfil HEB 120

(http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Estruturas_metalicas)

Modelação dos perfis,

respeitando a definição de cores referida na definição de secções de cada um:

Azul IPE 120
Vermelho RHS 40x40
Cinzento HEB 120

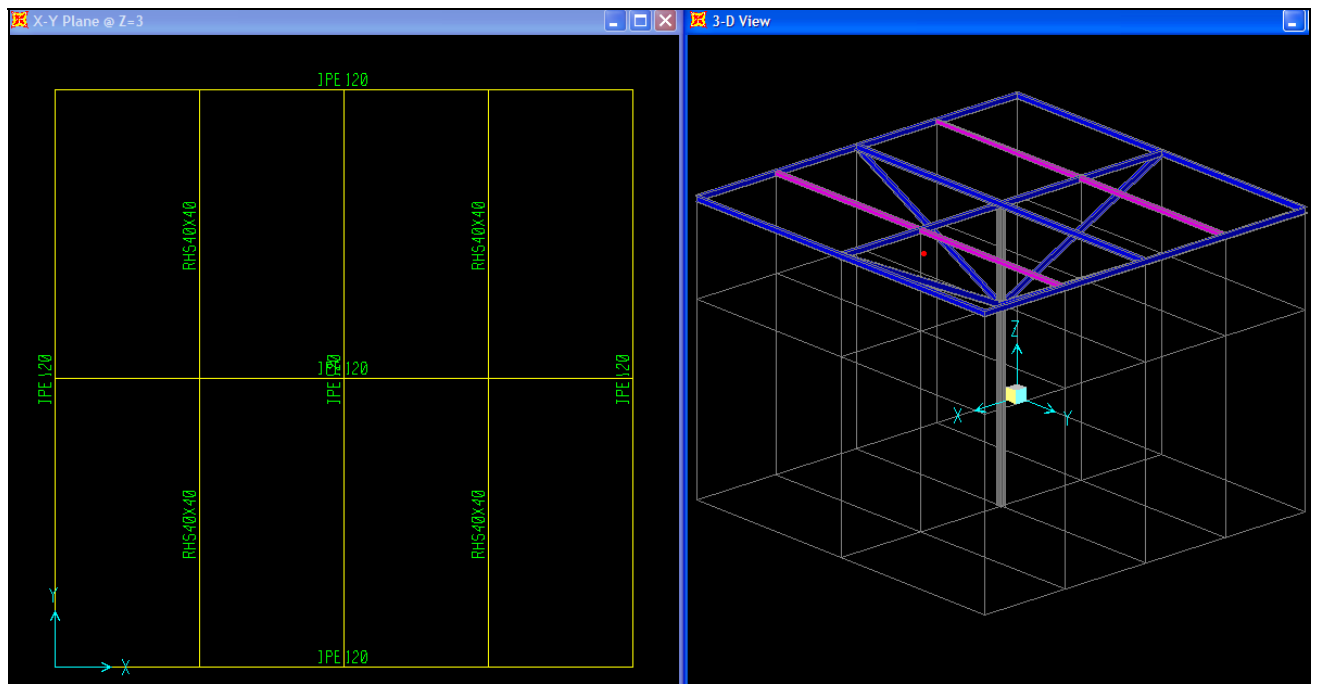


figura 25(8.4) modelação da estrutura metálica do tipo sombreador

8.2. DEFINIÇÃO DA DENSIDADE ESPECTRAL DE DAVENPORT

O programa SAP2000 permite introduzir funções de densidade espectral de potência. Assim, utilizando o espectro proposto por Davenport (Equações 54 e 55) tem-se:

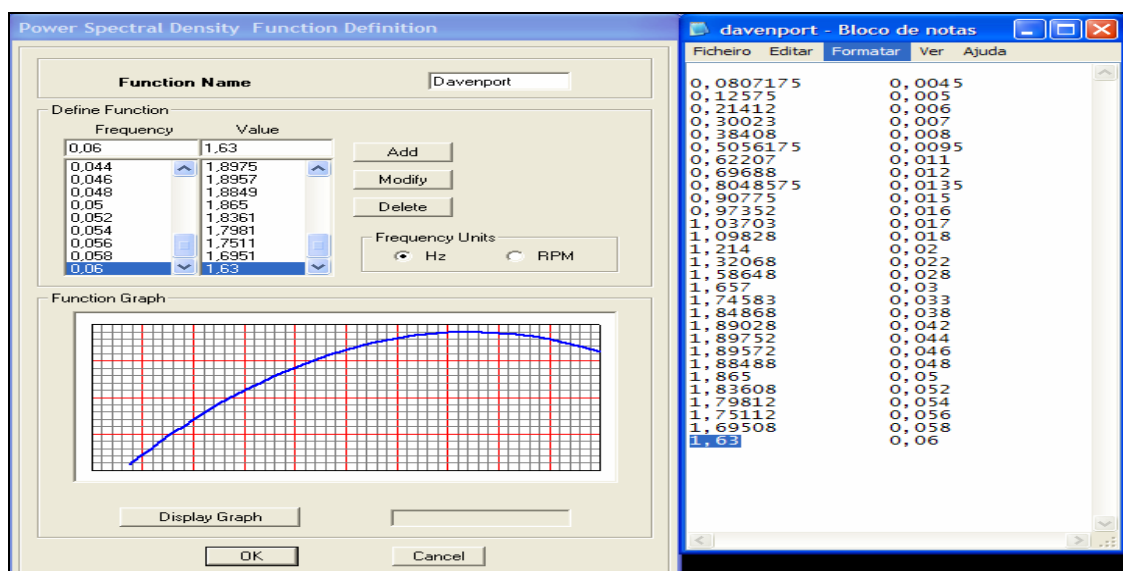


figura 26(8.5) introdução do espectro de Davenport no programa SAP2000

9. CÁLCULOS

9.1. CARGAS A APLICAR (EC1)

9.1.1. CARREGAMENTO HORIZONTAL

Como referido anteriormente, as forças devidas ao vento são dadas por:

$$F_W = C_s C_d \times C_f \times q_p(Z_e) \times A_{ref} \quad (\text{ver equação 15})$$

C_sC_d

Dado que o caso em estudo não corresponde a nenhum caso típico referido no anexo D do EC1 – wind actions, adopta-se o valor mínimo de C_sC_d= 0,85. (ver gráfico 2(5.2))

C_f

$$C_f = C_{f,0} \times \psi_\gamma \times \psi_\lambda \quad (\text{ver equação 16})$$

O factor C_f tem em consideração a força do vento horizontal perpendicular à estrutura. No caso específico, admite-se em todas as direcções a acção do vento ao nível do IPE 120 (cobertura), por forma a obter esforços mais gravosos na base da estrutura. De acordo com os gráficos 3(5.3), 4(6.5) e 5(6.5), tendo em conta o IPE 120:

(B=120mm; D=64mm), vem:

$$C_{f,0} = 2,25$$

$\psi_r = 1$ (admitindo arestas vivas para o IPE 120)

ψ_λ :

$\varphi = \frac{A}{A_c} = 1$, pois a secção é maciça, logo $A = A_c$.

λ (Tabela do EC1, referida anteriormente):

Situação nº 4, $l \leq 15$;

$$\lambda = 3/0,12 = 25$$

$$b_1 = 4 \geq 2,5 \times 0,12 \rightarrow 4 \geq 0,3 \text{ (verdadeiro)}$$

Logo, $\lambda = 70$

Efectuando uma leitura directa no gráfico 5 (5.5), $\psi_\lambda = 0,91$

$$C_f = 2,25 \times 1 \times 0,91 = 2,048$$

$$\underline{q_p(z_E)}$$

$$q_p(Z) = [1 + 7 \times I_v(Z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(Z) = C_e(Z) \times q_b \quad (\text{ver equação 18})$$

De acordo com o gráfico 6(5.6) de $C_e(z)$:

Categoria de terreno considerada – tipo II – áreas com relva e obstáculos isolados
(ver quadro 3 (5.3))

Considera-se $Z=3\text{m}$

Logo $C_e(z) = 1,6$

$$\underline{q_b}$$

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0} \quad (\text{ver equação 20})$$

$$C_{dir} = 1 \text{ (recomendado pelo EC1)}$$

$$C_{season} = 1 \text{ (recomendado pelo EC1)}$$

$$V_{b,0}$$

O valor da velocidade básica do vento $V_{b,0}$, é representativo da velocidade média ao longo de 10 minutos, numa altura de 10 metros acima do solo e num terreno aberto com baixa vegetação como relva e obstáculos; isolados pelo menos a uma distância da altura equivalente a 20 obstáculos.

No EC1, o valor recomendado para a velocidade básica do vento é de 23 m/s. (citado em EC1,2005)

$$V_{b,0} = 23 \text{ m/s}$$

$$\text{Logo, } V_b = 23 \text{ m/s}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2$$

Tomando para a densidade do ar $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$;

$$q_b = 330,63 \text{ N/m}^2$$

$$q_p(z) = 330,63 \times 1,6 = 529,00 \text{ N/m}^2$$

$$\underline{A_{ref}} :$$

$$A_{ref,x} = A_{ref,y} = l \times b \quad (\text{ver equação 21})$$

$$A_{ref} = 4 \text{ (largura do telheiro)} \times 0,12 \text{ (espessura do perfil IPE 200)} = 0,48 \text{ m}^2$$

Pode-se então obter o valor de F_w para uma cobertura com 3 metros de altura:

$$F_w = 0,85 \times 2,05 \times 529,00 \times 0,48 = 442,5 \text{ N} = 0,4425 \text{ KN}$$

Como a velocidade do vento $V_{b,0}$ é constante até uma altura de 10 metros (pois o EC1 não contempla alturas inferiores), a variação da força do vento com a altura segundo o EC1 apenas depende de $C_e(z)$. Por conseguinte, para diversas alturas, podem-se utilizar os seguintes valores para F_w :

$$F_w (z=4 \text{ m}):$$

$$C_e(z) = 1,75$$

$$F_w = 0,85 \times 2,05 \times 330,63 \times 1,75 \times 0,48 = 483,94 \text{ N} = 0,4839 \text{ KN}$$

$$F_w (z=5 \text{ m}):$$

$$C_e(z) = 1,9$$

$$F_w = 0,85 \times 2,05 \times 330,63 \times 1,9 \times 0,48 = 525,42 \text{ N} = 0,5254 \text{ KN}$$

$$F_w (6 \text{ m})$$

$$C_e(z) = 2$$

$$F_w = 0,85 \times 2,05 \times 330,63 \times 2 \times 0,48 = 553,08 \text{ N} = 0,5531 \text{ KN}$$

9.1.2. PRESSÃO DO VENTO NAS CHAPAS DE POLICARBONATO

$$W = q_p(z_e) \times (Cp_e + Cp_i) \quad (\text{ver equações 22 e 23})$$

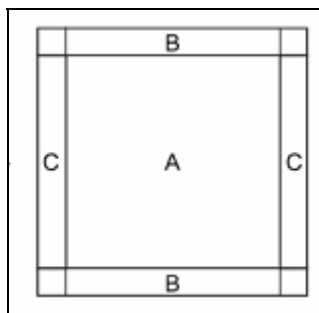


figura 27 (9.1) EC1-zonamento da aplicação do coeficiente de pressão na cobertura
(EC1,2005)

Para determinar c_p no caso em estudo, toma-se $\varphi = 0$ devido a não haver qualquer tipo de obstrução ao vento. Conforme verificado no quadro 4 (5.4), a espessura das faixas C e B é de $4/10 = 0,4$ m

O ângulo da cobertura a considerar é 0° (admite-se cobertura horizontal), pelo que temos:

Zona A:

$$C_{pe} = 0,5 \quad C_{pi} = -0,6$$

Zona B :

$$C_{pe} = 1,8 \quad C_{pi} = -1,3$$

Zona C :

$$C_{pe} = 1,1 \quad C_{pi} = -1,4$$

Logo:

W_e ($Z=3$ m)

$$\text{Zona A} = (330,63 \times 1,6) \times (0,5 - 0,6) = - 52,90 \text{ N/m}^2 = - 0,0529 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Zona B} = (330,63 \times 1,6) \times (1,8 - 1,3) = 264,50 \text{ N/m}^2 = 0,2645 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Zona C} = (330,63 \times 1,6) \times (1,1 - 1,4) = - 158,70 \text{ N/m}^2 = - 0,1587 \text{ KN/m}^2$$

W_e ($Z=4$ m)

$$\text{Zona A} = (330,63 \times 1,75) \times (0,5 - 0,6) = - 57,86 \text{ N/m}^2 = - 0,05786 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Zona B} = (330,63 \times 1,75) \times (1,8 - 1,3) = 289,30 \text{ N/m}^2 = 0,28930 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Zona C} = (330,63 \times 1,75) \times (1,1-1,4) = - 173,68 \text{ N/m}^2 = - 0,17368 \text{ KN/m}^2$$

We (Z=5 m)

$$\text{Zona A} = (330,63 \times 1,9) \times (0,5-0,6) = - 62,82 \text{ N/m}^2 = - 0,06282 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Zona B} = (330,63 \times 1,9) \times (1,8-1,3) = 314,09 \text{ N/m}^2 = 0,31409 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Zona C} = (330,63 \times 1,9) \times (1,1-1,4) = - 188,46 \text{ N/m}^2 = - 0,18846 \text{ KN/m}^2$$

We (Z=6 m)

$$\text{Zona A} = (330,63 \times 2) \times (0,5-0,6) = - 66,13 \text{ N/m}^2 = - 0,06613 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Zona B} = (330,63 \times 2) \times (1,8-1,3) = 330,63 \text{ N/m}^2 = 0,33063 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Zona C} = (330,63 \times 2) \times (1,1-1,4) = -198,38 \text{ N/m}^2 = - 0,19838 \text{ KN/m}^2$$

9.2. CÁLCULO DE CARGAS A APLICAR PELO RSA

Pode-se admitir que a estrutura metálica está situada numa cidade do interior (a mais de 5 km da faixa costeira), onde predominam edifícios de médio e grande porte. Assim, considera-se zonamento do tipo A (citado em RSA,artigo 20.º) e rugosidade do tipo I (citado em RSA,artigo 21.º).

$$W = 0,613 \times v^2 \quad (\text{Ver equação 8})$$

$$V = 18 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,28} + 14 \text{ m/s} \quad (\text{Ver equação 9})$$

Como o RSA considera a velocidade constante para $h \leq 15$ m em terrenos com rugosidade do tipo I, considera-se para efeitos de cálculo $h = 15$ m . Este factor deve-se á imprecisão da definição das velocidades do vento na vizinhança imediata do solo (RSA- artigo 24º).

Assim, obtém-se $V = 34,16$ m/s

$$W = 715,31 \text{ N / m}^2 \approx 0,72 \text{ KN/m}^2$$

Para calcular a pressão dinâmica do vento sobre as placas de policarbonato, é necessário calcular os coeficientes de forma definidos no RSA. Contudo, para $h = 5$ m e $h = 6$ m, a condição $h/b < 1$ imposta pelo RSA não se verifica. Não obstante, assume-se que para $h = 5$ m e $h = 6$ m a condição $h/b < 1$ continua a ser válida.

Condições impostas pelo RSA

$$a > b \text{ e } 0,5 \leq h/b < 1,0$$

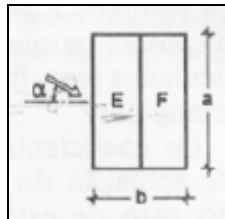


figura 28 (9.2) RSA-zonamento da aplicação do coeficiente de pressão na cobertura (RSA)

Inclinação da vertente (β) = 0

$$\alpha = 0$$

$h = 3$ m

Vertente E:

$$\delta = - 1,5 \text{ ou } 1,5$$

Vertente F :

$$\delta = - 0,5 \text{ ou } 0,5$$

Vertente E:

$$\delta = - 1,5 \text{ ou } 1,5$$

Vertente F :

$$\delta = - 0,5 \text{ ou } 0,5$$

$$p = w \times \delta_p$$

(Ver equação 13)

Para $h = 3$ m

$$P = 0,72 \text{ KN} / \text{m}^2 \times (\pm 1,5) = \pm 1,08 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ (vertente E)}$$

$$P = 0,72 \text{ KN} / \text{m}^2 \times (\pm 0,5) = \pm 0,36 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ (vertente F)}$$

Para $h = 4, 5, 6 \text{ m}$

$$P = 0,72 \text{ KN} / m^2 \times (\pm 1,5) = \pm 1,08 \text{ KN} / m^2 \text{ (vertente E)}$$

$$P = 0,72 \text{ KN} / m^2 \times (\pm 0,5) = \pm 0,36 \text{ KN} / m^2 \text{ (vertente F)}$$

$$F_1 = 0,05 \times a \times b \times w \text{ (ver equação 11)}$$

$$F_1 = 0,05 \times 4 \times 4 \times 0,72 = 0,58 \text{ KN (aplicada na superfície da cobertura)}$$

$$F_2 = 1,3 \times A \times w \text{ (ver equação 12)}$$

$$F_2 = 1,3 \times 4 \times 0,12 \times 0,72 = 0,45 \text{ KN (a aplicar no elemento de bordadura)}$$

Por forma a simplificar o dimensionamento, aplica-se uma carga de $F_3 = F_1 + F_2$ no limite superior do elemento de bordadura, sendo esta carga igual a 1,03 KN.

A comparação de valores entre o RSA e EC1 é efectuada no Capítulo 11 - Análise dos Resultados.

10. ANÁLISE DAS FREQUÊNCIAS DA ESTRUTURA

Utilizando o programa SAP2000, é possível determinar as frequências próprias da cobertura. Assim, para cada uma das alturas consideradas, obtêm-se os quadros abaixo.

h=3 m

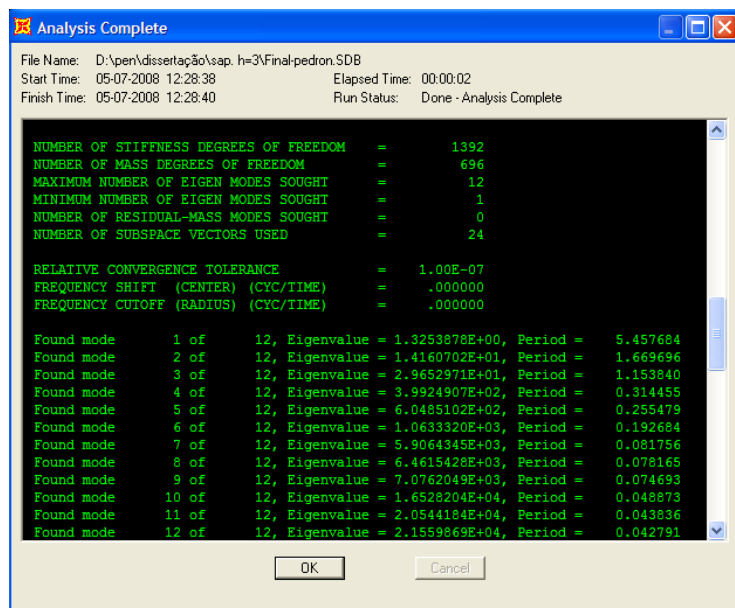


figura 29 (10.1) frequência nos 12 modos iniciais para h=3m

h = 4 m

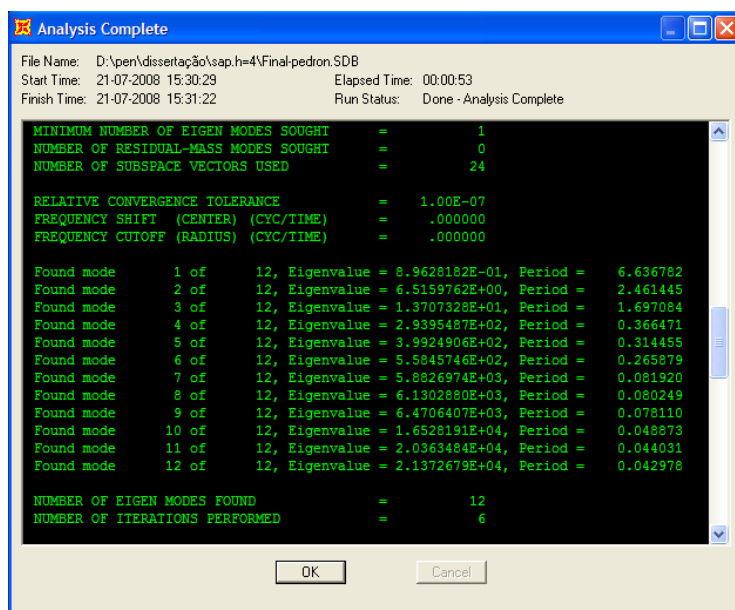


figura 30 (10.2) frequência dos 12 modos iniciais para h=4m

$h = 5 \text{ m}$

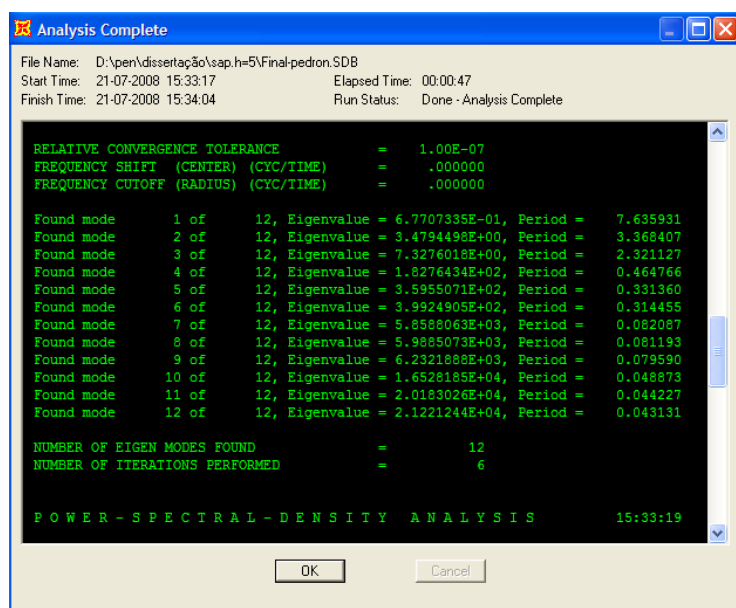


figura 31 (10.3) frequência dos 12 modos iniciais para $h=5\text{m}$

$h = 6 \text{ m}$

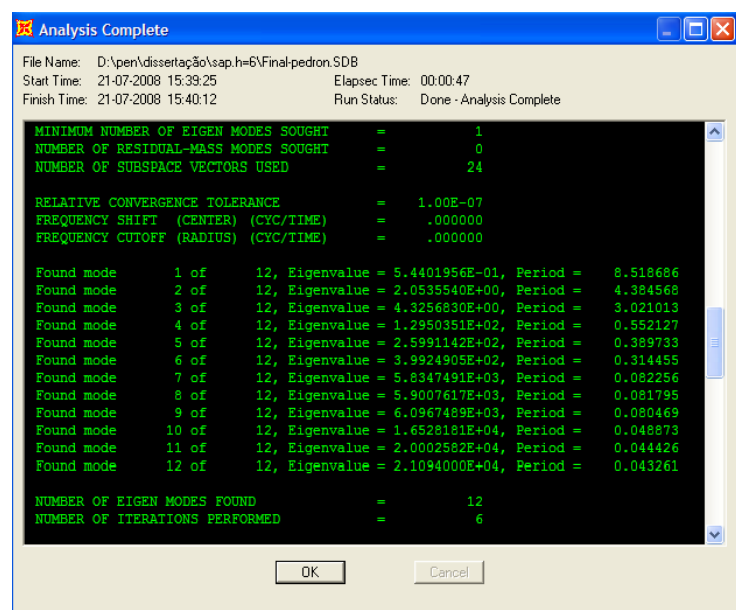
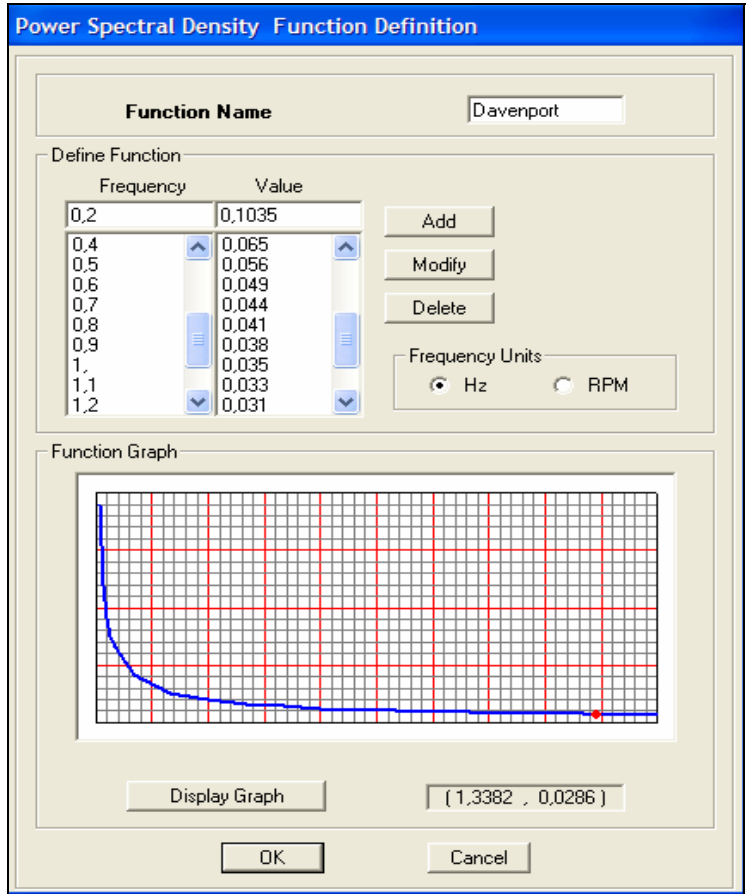


figura 32 (10.4) frequência dos 12 modos iniciais para $h=6\text{m}$

Constata-se que, para as diversas alturas, a frequência de excitação fundamental varia. No espectro de Davenport, foi inicialmente proposta uma gama de frequências contida no intervalo $[0.0045, 0.06]$ Hz (ver figura 25(8.4)). Após correr o programa SAP 2000, verificou-se que a primeira frequência da estrutura (frequência

fundamental) variava entre $[0.54,1.32]$ Hz. Neste caso, e por forma a coincidir as frequências de Davenport com a da estrutura (efeito mais gravoso), foi necessário alterar a gama de frequências de Davenport para $[0.01,1.5]$ Hz.

Esta alteração foi efectuada com recurso às Equações 54 e 55, o qual resultam nas seguintes tabelas:



values	freq.(Hz)
0,756134	0,01
0,479639	0,02
0,366504	0,03
0,302678	0,04
0,260895	0,05
0,164399	0,1
0,103572	0,2
0,079041	0,3
0,065247	0,4
0,056229	0,5
0,049793	0,6
0,04493	0,7
0,041103	0,8
0,037999	0,9
0,035422	1
0,033241	1,1
0,031368	1,2
0,029738	1,3
0,028304	1,4
0,027032	1,5

figura 33 (10.5) introdução de novo intervalo de valores para a densidade espectral

Não foram efectuadas combinações de acções, por forma a poder isolar e analisar individualmente as forças do RSA e EC1, independentemente do peso próprio e sobrecarga. Atendendo a este factor, cada força aplicada do RSA e EC1 foram analisadas segundo uma análise linear e um tratamento estatístico PSD (power-spectral-density).

No caso de Davenport, uma vez que se utiliza uma função probabilística para representar a densidade espectral de potência do vento, foi necessário recorrer a uma análise do tipo PSD. Neste tipo de análise, de tratamento estatístico, é apresentado um valor absoluto, pelo que os esforços gerados são positivos.

Numa função de densidade espectral de potência, as ordenadas são valores adimensionais e as abcissas valores de frequência de excitação. Estes valores adimensionais das ordenadas são os factores de majoração a aplicar pelo SAP2000 às cargas aplicadas. Na função probabilística, estes valores adimensionais são especificados enquanto o quadrado do valor a gerar por unidade de frequência.

Em seguida pode verificar-se a introdução dos dados no programa SAP2000, para uma análise do tipo PSD:

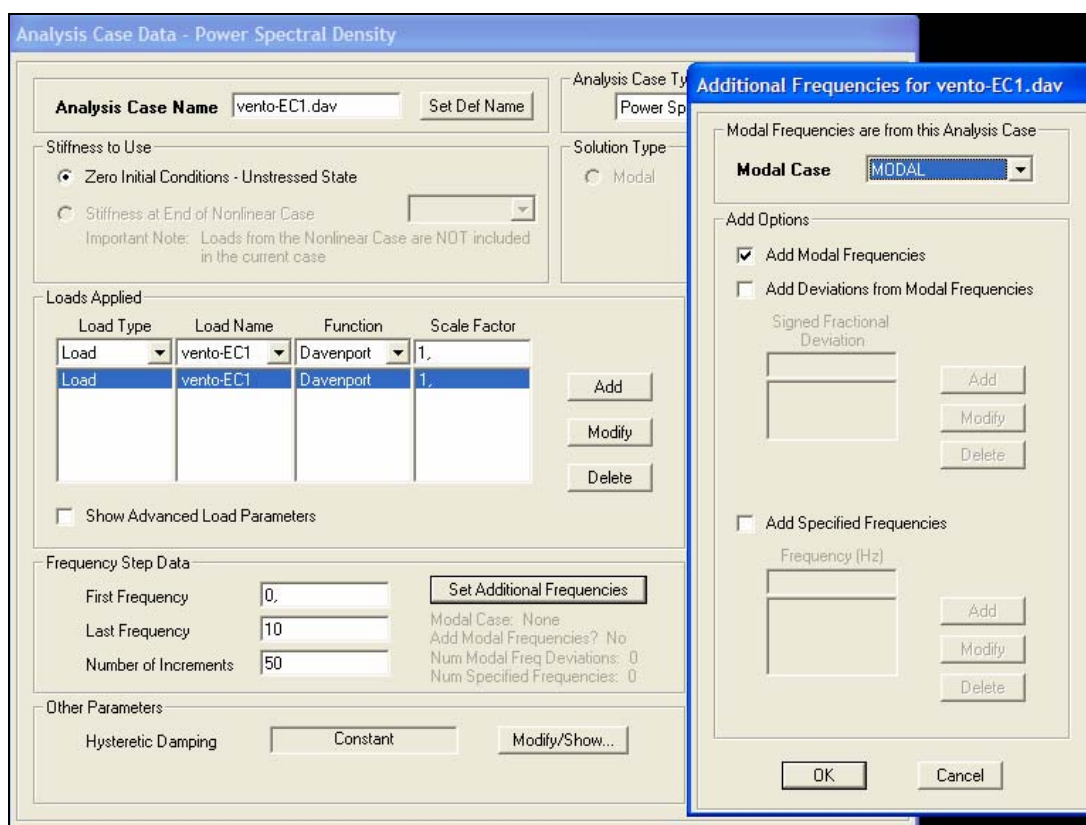


figura 34 (10.6) introdução dos dados para uma análise do tipo PSD

Em anexo, apresentam-se diagramas e tabelas de esforços para os vários elementos estruturais. Note-se que a resistência das placas de policarbonato opalino é analisada apenas relativamente ao momento flector, uma vez que, devido à sua reduzida espessura, se considera que os esforços horizontais são totalmente absorvidos pelos perfis metálicos.

11. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Após determinar a resposta da estrutura para os diversos carregamentos introduzidos, é possível comparar os métodos de dimensionamento utilizados. Recorde-se que se consideraram dois tipos de carregamento (RSA e EC1) e duas análises distintas (elástica-linear e PSD).

No RSA, a acção do vento é considerada através de carregamentos estáticos equivalentes, não tendo em consideração qualquer acção dinâmica externa. Assim, no SAP2000 a análise segundo o RSA pode ser efectuada admitindo um modelo elástico-linear.

O EC1 também contempla carregamentos estáticos equivalentes, embora tais carregamentos sejam afectados de factores que têm em conta os efeitos dinâmicos do vento. Esses factores são C_s e C_d , onde C_s é um valor de majoração para atender à não-simultaneidade da ocorrência de picos de pressão de vento e C_d é um coeficiente que tem em consideração o efeito das vibrações na estrutura devido à turbulência. Por conseguinte, à semelhança do RSA, também a análise segundo o EC1 é efectuada no SAP2000 utilizando um modelo elástico-linear.

No programa SAP2000, é possível efectuar uma análise do tipo PSD para determinar a resposta da estrutura resultante de um carregamento cíclico numa gama de frequências. O programa efectua a integração do espectro associado à probabilidade de ocorrência de um dado acontecimento segundo a distribuição de Gauss.

Ao iniciar a simulação estrutural, verificou-se que as frequências adoptadas no espectro de Davenport eram demasiado baixas, não se aproximando da frequência fundamental da estrutura. Por este motivo, o espectro foi modificado de modo a permitir captar a resposta da estrutura na gama de frequências próprias correspondentes às diversas alturas analisadas ($h=3, 4, 5$ e 6 m).

Seria talvez lógico esperar que, ao incorporar as acções do RSA na densidade espectral de potência do vento, se obtivesse uma resposta dinâmica semelhante à obtida com o EC1 numa análise elástica-linear (onde se contabilizam indirectamente efeitos dinâmicos). Já ao analisar o carregamento do EC1 a partir da densidade espectral de potência, poderá suceder uma sobre-estimação dos efeitos dinâmicos, por estes serem contemplados duplamente.

Conforme se pode verificar, o aumento da altura da estrutura tem como consequência a diminuição da frequência fundamental:

	1° modo (Hz)	2° modo (Hz)	3° modo (Hz)	4° modo (Hz)	5° modo (Hz)	6° modo (Hz)	7° modo (Hz)	8° modo (Hz)	9° modo (Hz)	10° modo (Hz)	11° modo (Hz)	12° modo (Hz)
h=3m	1,33E+00	1,42E+01	2,97E+01	3,99E+02	6,05E+02	1,06E+03	5,91E+03	6,46E+03	7,08E+03	1,65E+04	2,05E+04	2,16E+04
h=4m	8,96E-01	6,52E+00	1,37E+01	2,94E+02	3,99E+02	5,58E+02	5,88E+03	6,13E+03	6,47E+03	1,65E+04	2,04E+04	2,14E+04
h=5m	6,77E-01	3,48E+00	7,33E+00	1,82E+02	3,59E+02	3,99E+02	5,85E+03	5,99E+03	6,23E+03	1,65E+04	2,02E+04	2,12E+04
h=6m	5,44E-01	2,05E+00	4,32E+00	1,29E+02	2,59E+02	3,99E+02	5,83E+03	5,90E+03	6,10E+03	1,65E+04	2,00E+04	2,11E+04

quadro 8 (11.1) tabela das frequências da estrutura

Seguidamente, apresentam-se os valores da reacção no apoio para as diferentes alturas da estrutura e tipos de análise efectuados.

h=3 m	Rx (KN)	Rz(KN)	My(KN.m)
EC1	-0,44	-0,10	-1,33
RSA	1,03	11,52	8,85
EC1.Davenport	0,40	1,13	1,15
RSA.Davenport	1,97	15,94	7,80
h=4 m			
EC1	-0,48	-0,11	-1,94
RSA	1,03	13,84	11,08
EC1.Davenport	0,39	0,07	1,62
RSA.Davenport	2,02	9,43	6,48
h=5 m			
EC1	-0,53	-0,12	-2,63
RSA	1,03	13,84	12,11
EC1.Davenport	0,81	0,08	4,28
RSA.Davenport	2,05	9,83	7,51
h=6 m			
EC1	-0,55	-0,13	-3,32
RSA	1,03	13,84	13,14
EC1.Davenport	0,86	0,08	5,36
RSA.Davenport	2,07	10,00	7,01

quadro 9 (11.2) esforços na base do pilar da estrutura

Verifica-se que a reacção horizontal no apoio da base é sempre maior no RSA do que no EC1. Tal teria forçosamente de suceder, pois para todas as alturas a força horizontal do RSA é maior e a reacção tem de equilibrar essa força.

Observa-se ainda que, como o RSA assume pressão do vento constante até uma altura de 15 metros, a correspondente força horizontal é também constante para todas as alturas analisadas. Tal não ocorre para o EC1, pois nesse caso a força horizontal aumenta com a altura.

As pressões e subpressões da cobertura são simétricas no EC1, com valores geralmente inferiores aos do RSA, que adopta coeficientes de forma mais conservadores.

Como resultado da simetria do EC1 no carregamento, o momento M_y na base do pilar pode ser obtido multiplicando a reacção R_x pela altura da estrutura. Por exemplo, para uma altura $h = 3\text{m}$, tem-se:

$$-0,44 \text{ (KN)} \times 3 \text{ (m)} = -1,33 \text{ (KN.m)}.$$

Neste caso, a resultante das forças verticais (R_z) está aplicada no centro de gravidade da estrutura, não originando momentos. No caso do RSA, como as pressões e subpressões do vento não são simétricas, o Momento M_y na base do pilar é gerado a partir das reacções R_x e R_z . No dimensionamento efectuado, a resultante em R_z produz um binário no sentido do momento de R_x , por forma a obter um M_y mais conservador. A reacção em R_x no caso do RSA foi considerada no sentido do momento gerado pela pressão e subpressão (neste caso negativo), sendo que no caso do EC1, devido á sua simetria, é indiferente. Em seguida, a figura 45 ilustra esquematicamente as hipóteses de carregamento:

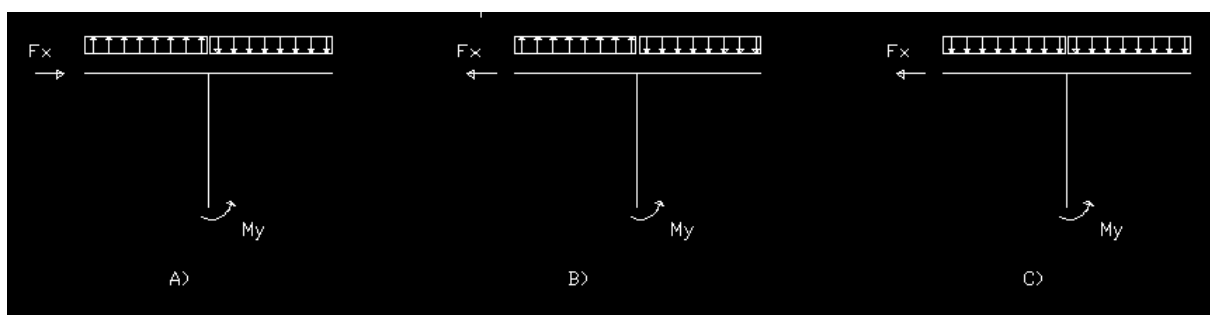


figura 35 (11.1) Hipóteses de carregamento, de acordo com o RSA e EC1

A) neste caso, tanto F_x como o carregamento vertical uniforme contribuem para um maior M_y . Este é o caso mais desfavorável para o RSA.

B) neste caso, F_x e o carregamento vertical uniforme geram momentos de sinal contrário, pelo que M_y será inferior ao considerado em A)

C) Este é o caso considerado no EC1, onde o carregamento vertical uniforme é simétrico, pelo que apenas F_x contribui para gerar momentos na base (M_y).

A excentricidade de R_z pode ser calculada, por exemplo, para $h=3$ m, fazendo:

$$M_y = (R_x * h) + (R_z * e) \text{ (Kn.m)}$$

$$8,85 = (1,03*3) + (11,52*e)$$

$$e = 0,5 \text{ m}$$

Verifica-se que esta excentricidade é igual para as diversas alturas analisadas.

Constata-se que M_y e R_z na base são os esforços mais condicionantes no dimensionamento do pilar e em toda a estrutura para as alturas estudadas.

Para o EC1, numa perspectiva estática, verifica-se que M_y aumenta com a altura (devido ao aumento de R_x). Comparando com M_y segundo EC1.Davenport, verifica-se que o mesmo assume valores superiores para alturas acima de $h=5$.

Para o RSA, numa perspectiva estática, verifica-se que M_y aumenta com a altura (devido ao aumento de R_x). Comparando com M_y segundo RSA.Davenport, verifica-se que a análise estática segundo RSA é sempre mais conservadora.

Quanto ao dimensionamento dos parafusos a utilizar na base do perfil HEB 120 (ver figura 35(11.2)) tem-se:

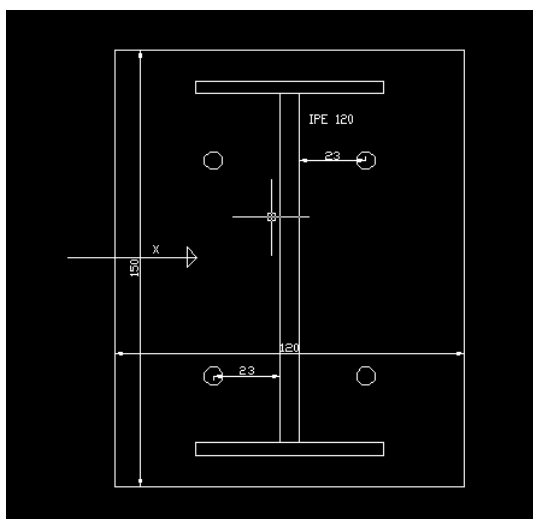


figura 36 (11.2) ilustração da geometria dos parafusos na base do pilar metálico

Os eixos dos parafusos estão colocados a 23 mm do perfil do pilar, distância suficiente para colocar a chave de aperto e de acordo com a prática corrente de montagem destas estruturas.

Considerando $h = 3$ m

RSA:

$$M_y = 8,85 \text{ KN.m}$$

$$R_z = 11,52 \text{ KN}$$

$$R_x = 1,03 \text{ KN}$$

EC1:

$$M_y = -1,33 \text{ KN.m}$$

$$R_z = -0,10 \text{ KN}$$

$$R_x = -0,44 \text{ KN}$$

Considerando a direcção X:

Acção de Corte por parafuso:

$$1,03 / 4 = 0,258 \text{ KN (RSA)}$$

$$|-0,44| / 4 = 0,11 \text{ KN (EC1)}$$

Tracção por parafuso (mais desfavorável):

$$(8,85 / 0,023) / 2 + 11,52 / 4 = 195,27 \text{ KN (RSA)}$$

$$(|-1,33| / 0,023) / 2 + |-0,10| / 4 = 28,94 \text{ KN (EC1)}$$

No caso do EC1, cada parafuso poderia ser um M10, de classe 8.8 ($F_{v,rd}=22,3$ KN e $F_{t,rd}=33,4$ KN). No entanto, para as cargas do RSA, este parafuso não oferece resistência à tracção suficiente, sendo possível o arranque pela plastificação da cabeça do parafuso.

Para esse caso, ter-se-iam de utilizar parafusos M24, de classe 8.8 ($F_{v,rd}=135,4$ KN e $F_{t,rd}=203,0$ KN). É de notar que esta análise poderia ser mais aprofundada e considerar as possibilidades de plastificação do chumbadouro, rotura por arrancamento e rotura por fissuração do betão. Em todo o caso, como o parafuso não resiste, desde logo se pode concluir que a segurança não é verificada. No entanto, a título informativo, na figura seguinte apresentam-se diversos cenários de rotura.

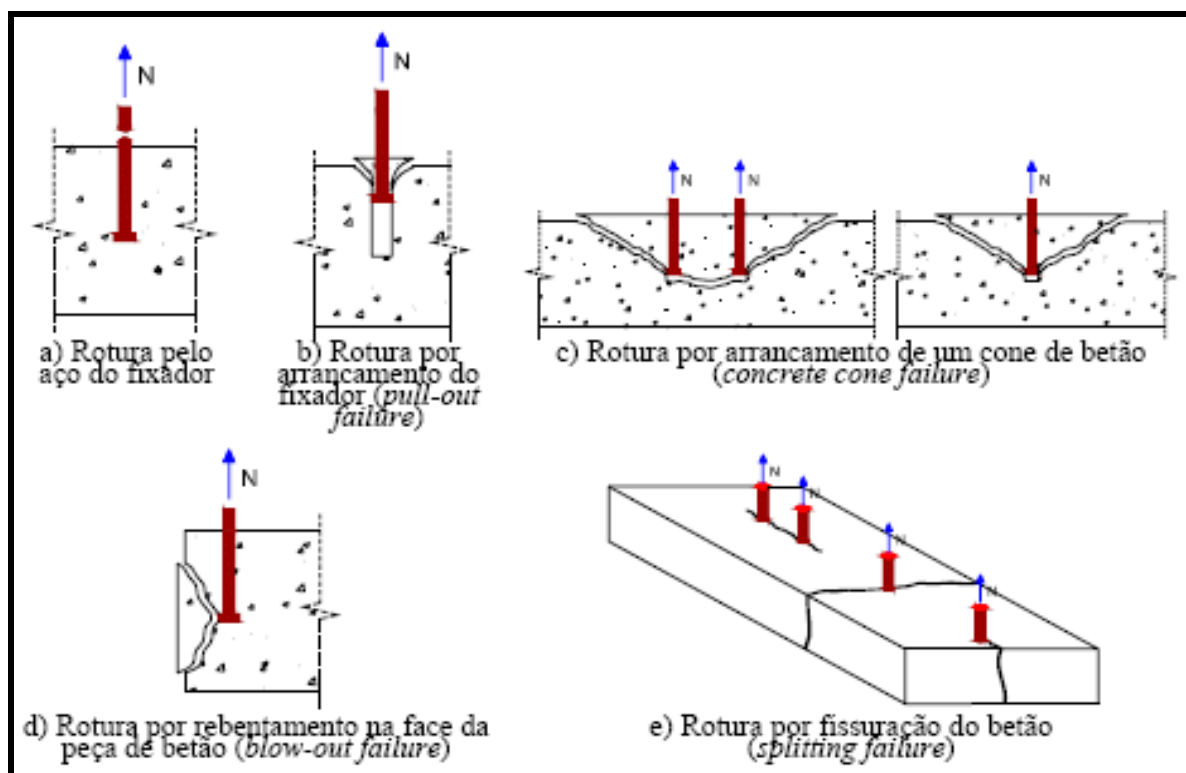


figura 37 (11.3) modos de rotura dos chumbadouros à tracção

(Raposo,2007)

Quanto aos esforços verificados na chapas de policarbonato de 16 mm, são inferiores à sua capacidade resistente, indicada nas fichas técnicas deste produto (ver anexos), para todos os casos analisados.

12. CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões obtidas a partir do desenvolvimento do trabalho e dos resultados alcançados.

O entendimento dos fenómenos básicos da acção dinâmica do vento e o estudo do RSA e EC1, numa etapa preliminar deste trabalho, revelaram-se de grande utilidade.

A resposta dinâmica de uma estrutura à acção do vento depende tanto das características do vento incidente como das características dinâmicas da estrutura, isto é, das suas frequências próprias e do seu amortecimento.

Em numerosas situações, a acção decorrente do vento médio pode ser tratada como carga estática. Já a intensidade das cargas associadas às rajadas do vento varia ao longo do tempo, podendo gerar efeitos dinâmicos muito maiores do que aqueles decorrentes da sua aplicação gradual.

De um modo geral, a turbulência do vento corresponde a uma acção dinâmica cujas componentes espectrais preponderantes estão na faixa das baixas frequências, tendendo a excitar principalmente os primeiros modos de vibração da estrutura na qual ele incide.

Para estruturas cuja frequência própria fundamental é suficientemente elevada para que o risco da estrutura entrar em ressonância devida à acção do vento seja desprezável, a acção do vento pode considerar-se quase-estática (caso da maioria das estruturas). A resposta dinâmica só é significativa para o caso de estruturas em que a turbulência ou a rajada de vento provoquem vibrações na estrutura, na direcção do vento, cuja frequência seja próxima da frequência própria da estrutura, havendo o risco desta entrar em ressonância, o que por vezes se verificou nos casos em estudo).

Em geral, a aplicação das cargas do EC1 ou do RSA não têm em consideração os efeitos dinâmicos. As mesmas cargas aplicadas ciclicamente com uma frequência semelhante ao 1º modo de vibração da estrutura poderão levar a danos graves ou colapso da mesma.

Da análise efectuada, conclui-se que o dimensionamento da estrutura com recurso ao RSA é mais conservativo do que quando se utiliza o EC1, para qualquer

das alturas estudadas. Assim, caso se pretenda dimensionar este tipo de estruturas com o máximo de segurança, será preferível adoptar o RSA.

Analisando os valores obtidos das reacções da base segundo Davenport, verifica-se de um modo geral uma majoração destes relativamente aos valores obtidos com o modelo estático, para o RSA e EC1. Contudo, o Momento segundo y (M_y) é maior na análise RSA do que em RSA-Davenport. Igualmente para M_y , no caso da análise EC1-Davenport, esta grandeza assume valores superiores comparativamente á análise EC1 para alturas iguais ou superiores a 5 metros, sendo inferior nas restantes situações.

Constata-se também que, contrariamente à hipótese formulada, uma análise RSA-Davenport não conduz a resultados semelhantes à análise EC1-elástico linear.

Quanto à hipótese de que EC1-Davenport seria uma análise excessivamente dinâmica e majorativa, tal também não acontece, pois uma análise linear com o RSA apresenta valores superiores a EC1-Davenport.

Utilizando a formulação de Davenport, é possível estudar a hipótese de uma carga dinâmica ter um conteúdo de frequências próximo da frequência fundamental da estrutura, analisar os efeitos produzidos por essa carga e subsequentemente modificar os elementos ou a configuração da estrutura por forma a aumentar ou diminuir a sua rigidez. Desta forma, é possível diminuir a probabilidade de um carregamento variável no tempo atingir a frequência de excitação da estrutura.

Para este tipo de estruturas, bastante esbeltas e em que existe possibilidade de ocorrerem fenómenos de amplificação dinâmica, será portanto recomendável efectuar uma análise do tipo Davenport, não deixando de a complementar com a respectiva análise estática. Desta forma, assume-se um dimensionamento conservativo sem coincidir com a frequência fundamental da estrutura.

13. ANEXOS

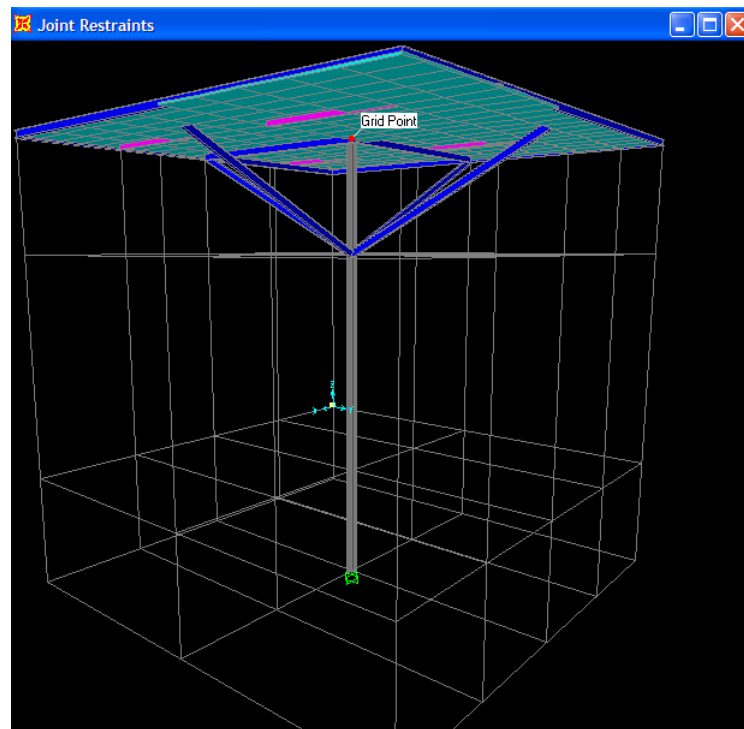


figura 38 (13.1) imagem 3D da estrutura metálica do tipo sombreador

Esforços na cobertura

H=3 m

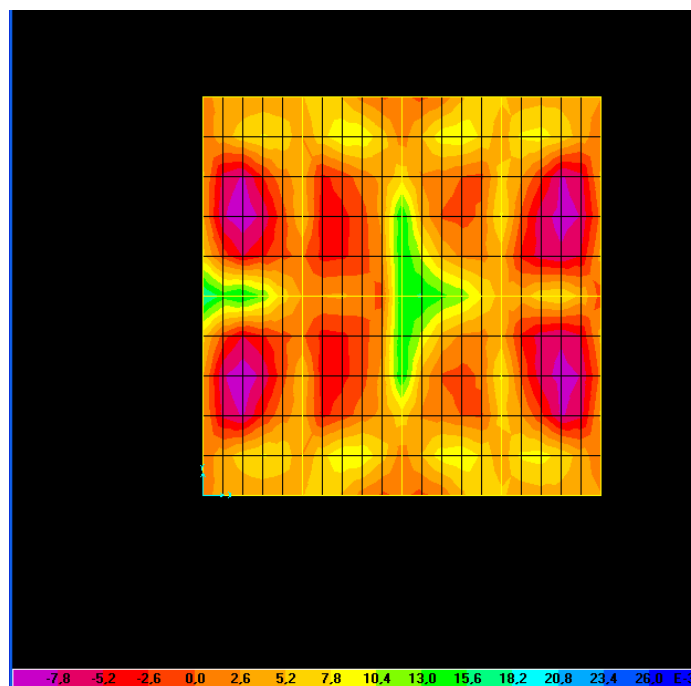


figura 39 (13.2) M_{\max} (M_y, M_z, M_x) - EC1 (Elástico Linear)

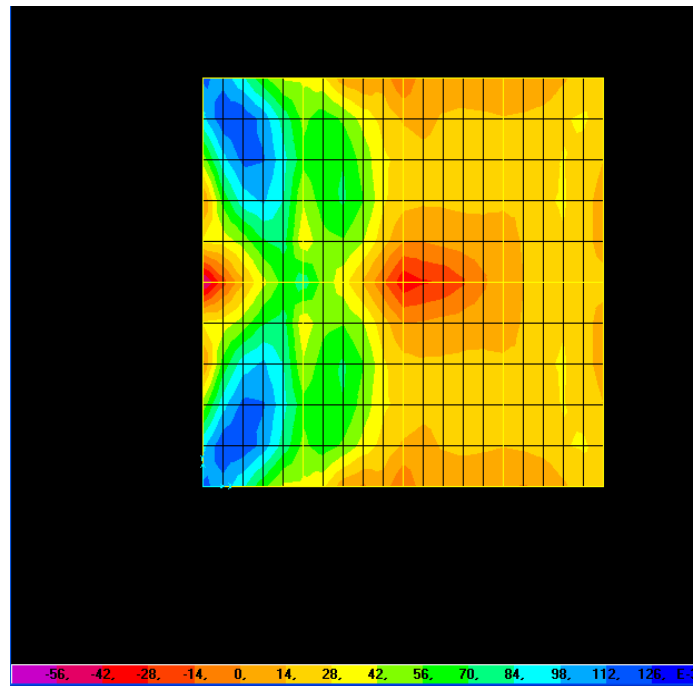


figura 40 (13.3) Mmáx (My,Mz,Mx) - RSA (Elástico Linear)

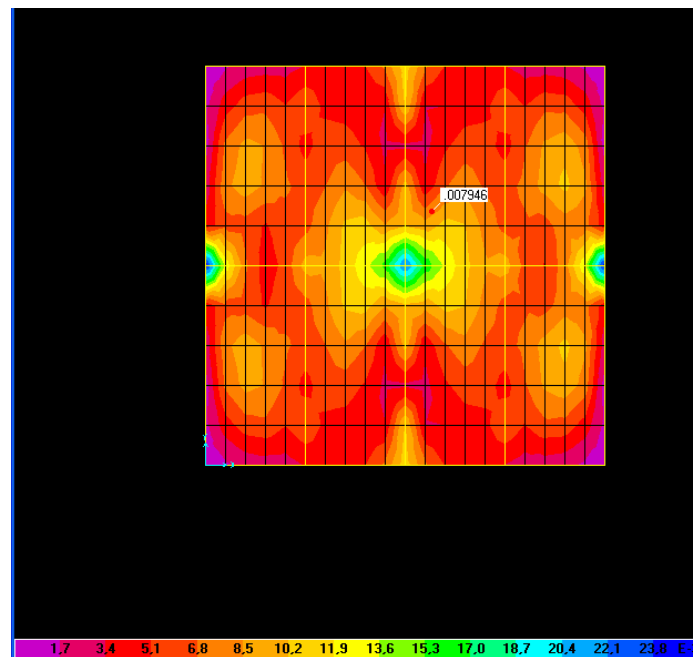


figura 41 (13.4) M11- EC1.Davenport (Momento segundo x)

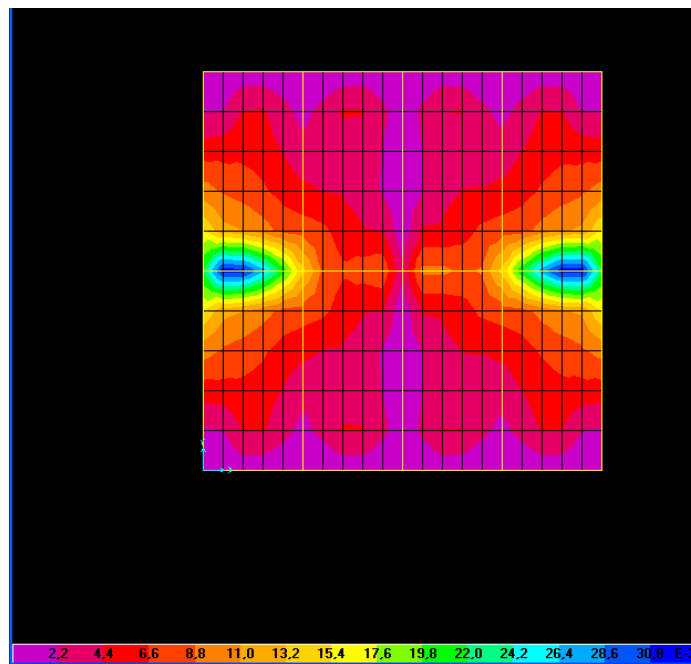


figura 42 (13.5) M_{22} - EC1.Davenport (Momento segundo y)

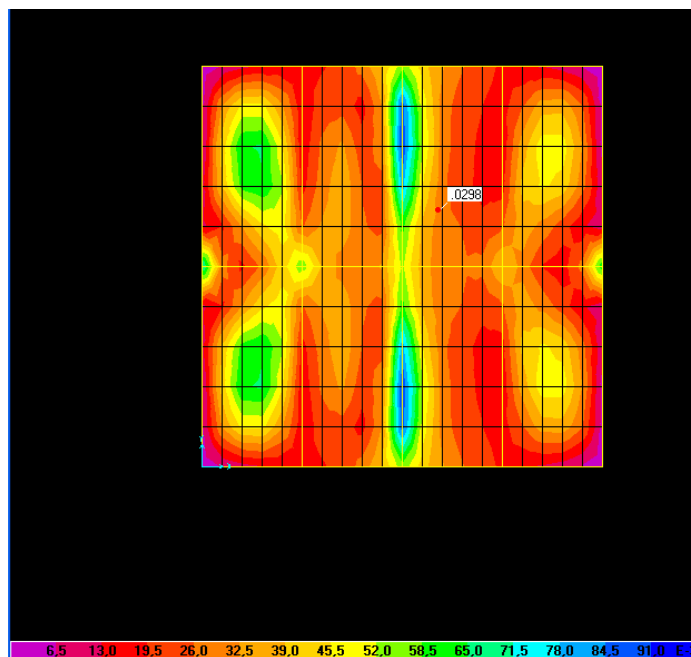


figura 43 (13.6) M_{11} .RSA.Davenport (Momento segundo x)

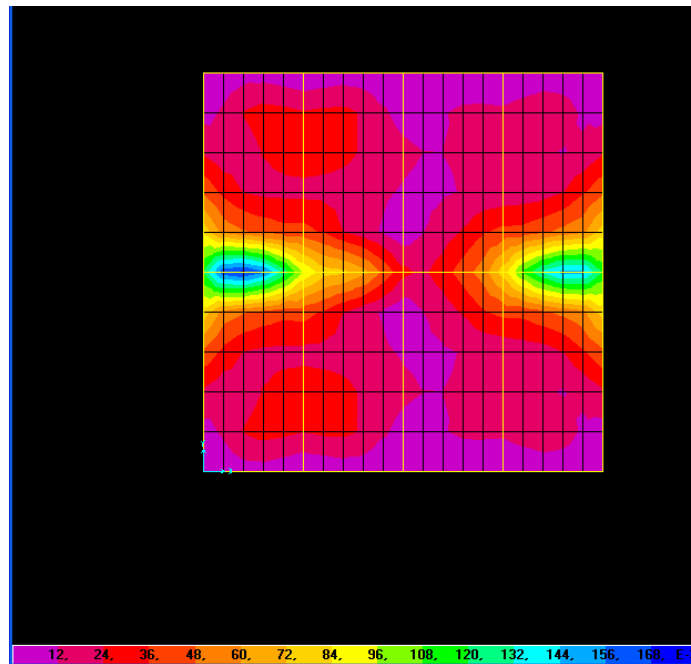


figura 44 (13.7) M22.RSA.Davenport (Momento segundo y)

H=4

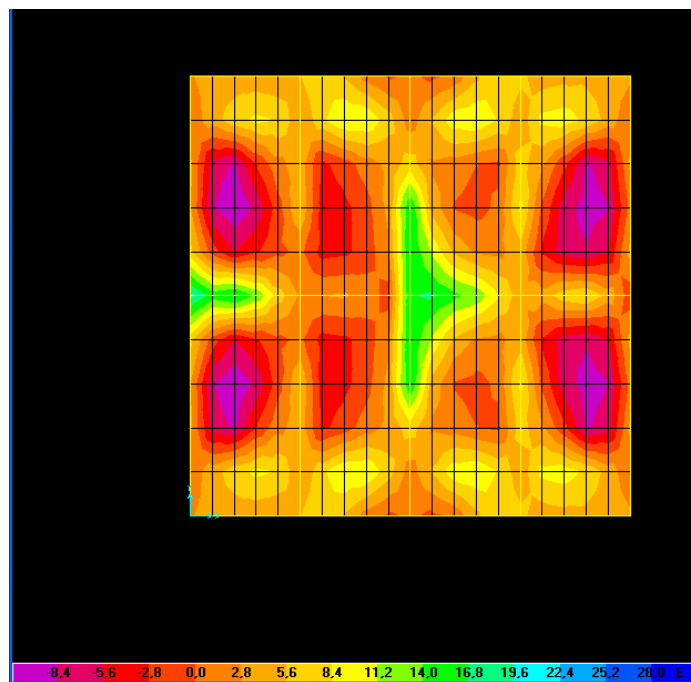


figura 45 (13.8) Mmáx (My,Mx,Mz) - EC1 (Elástico Linear)

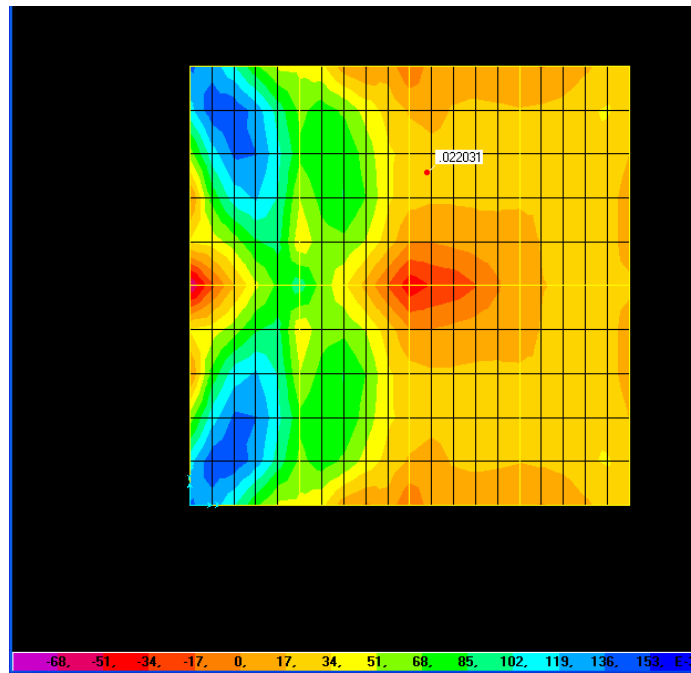


figura 46 (13.9) M_{\max} (M_y, M_x, M_z) - RSA (Elástico Linear)

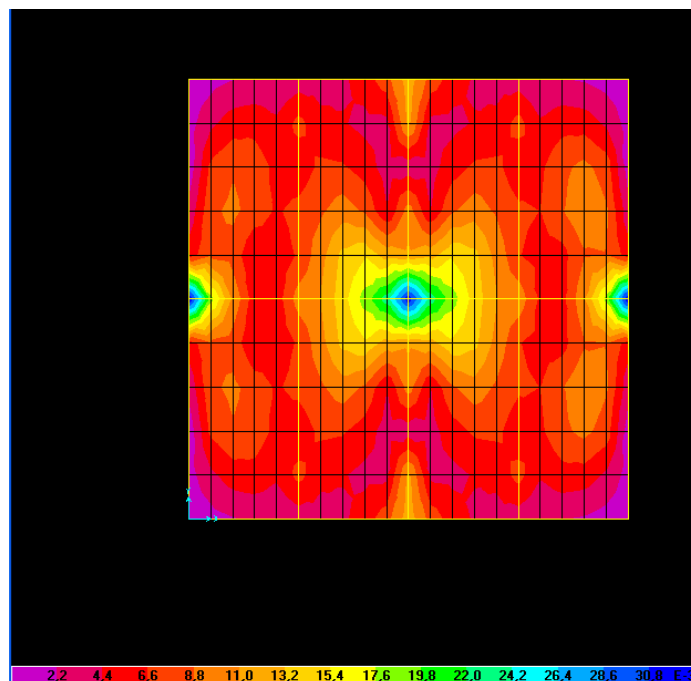


figura 47 (13.10) $M_{11.EC1.Davenport}$ (Momento segundo x)

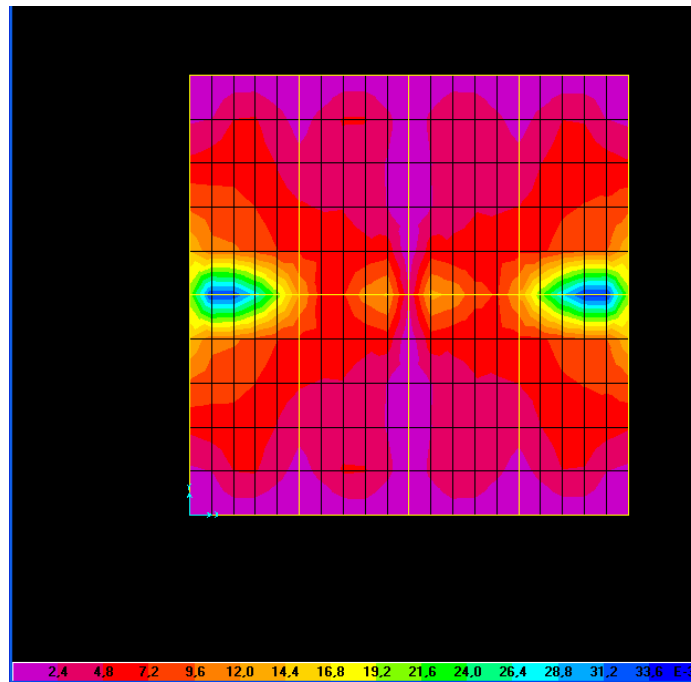


figura 48(13.11) M22.EC1.Davenport (Momento segundo y)

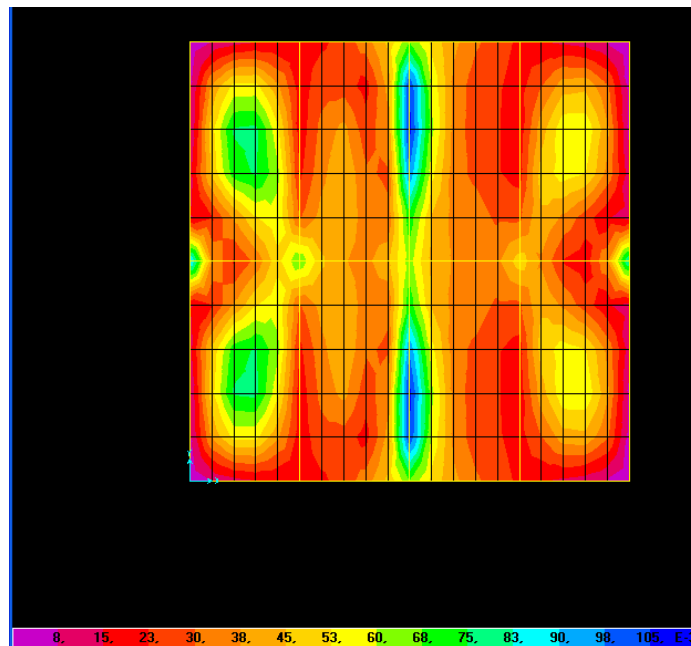


figura 49 (13.12) M11.RSA.Davenport (Momento segundo x)

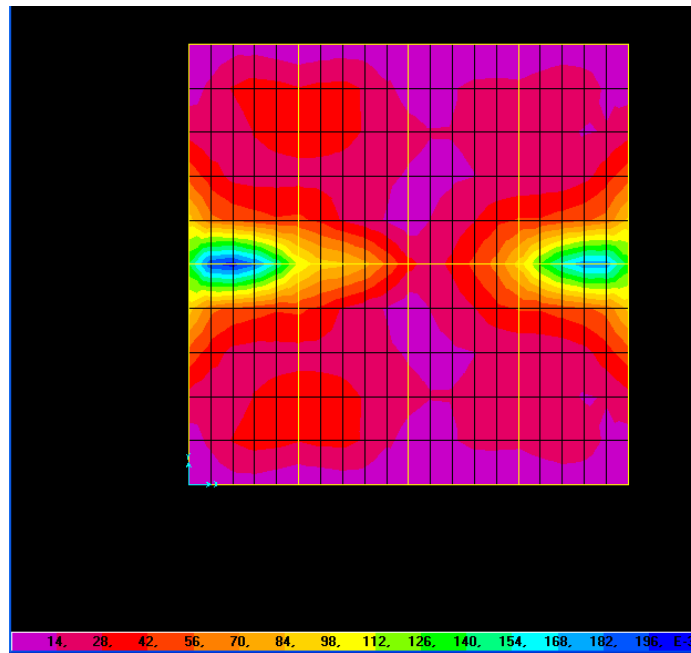


figura 50 (13.13) M22.RSA.Davenport (Momento segundo y)

H=5 m

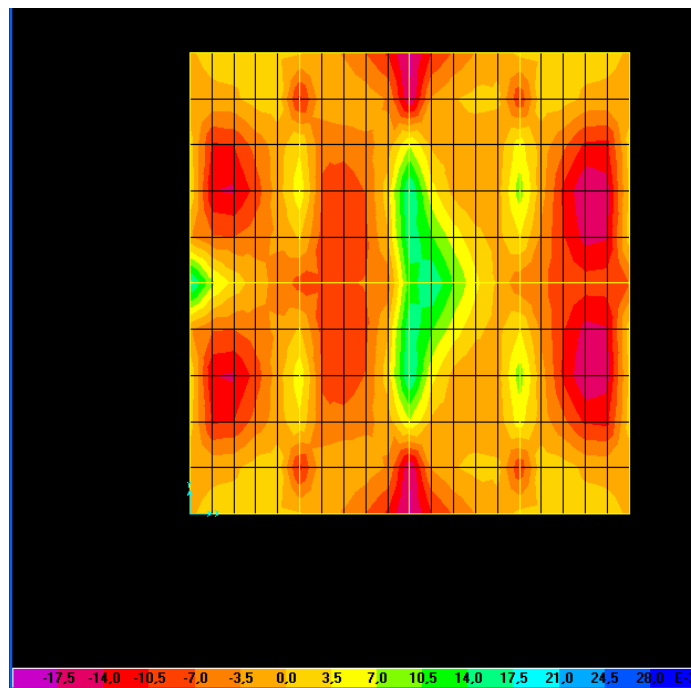


figura 51 (13.14) Mmáx. (My,Mx,Mz) - EC1 (Elástico Linear)

f

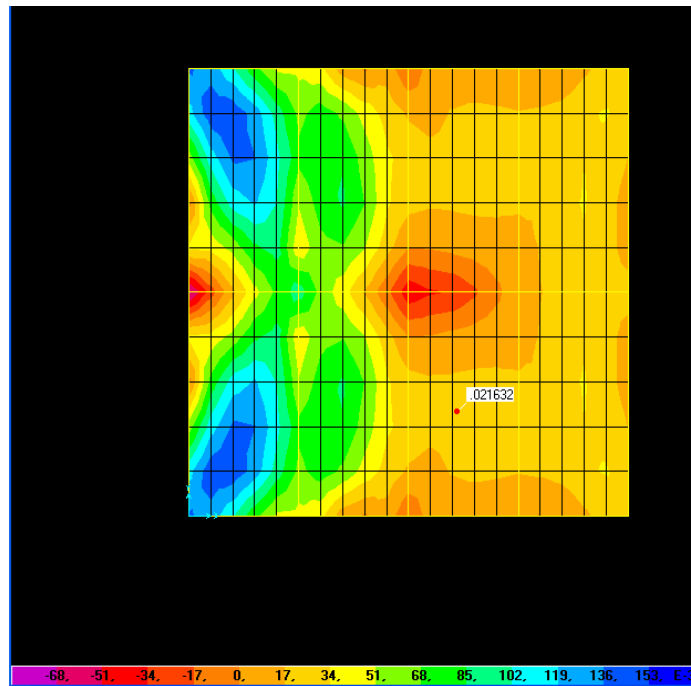


figura 52 (13.15) M_{\max} . (M_y, M_x, M_z) - RSA (Elástico Linear)

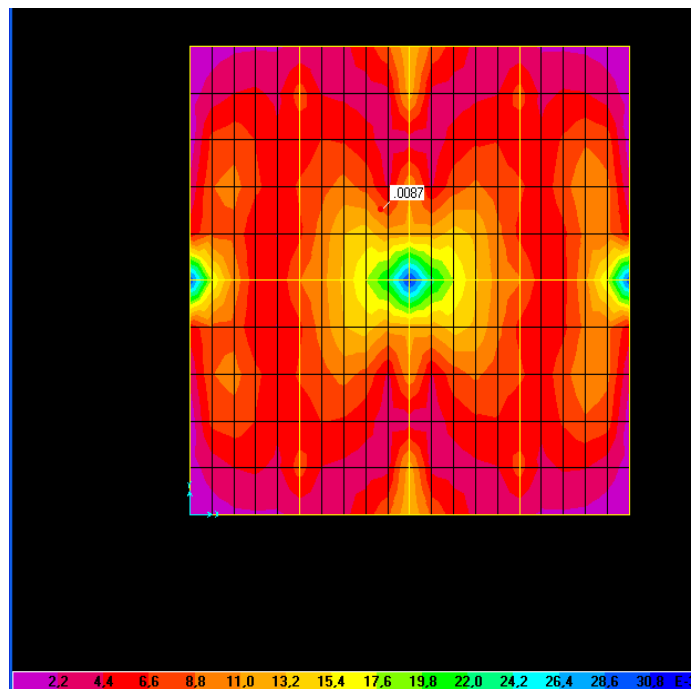


figura 53 (13.16) $M_{11.EC1.Davenport}$ (Momento segundo x)

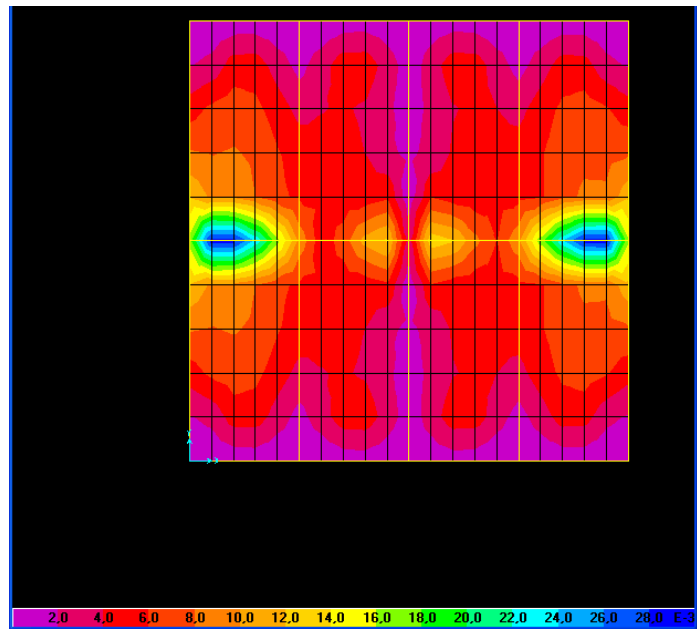


figura 54 (13.17) M22.EC1.Davenport (Momento segundo y)

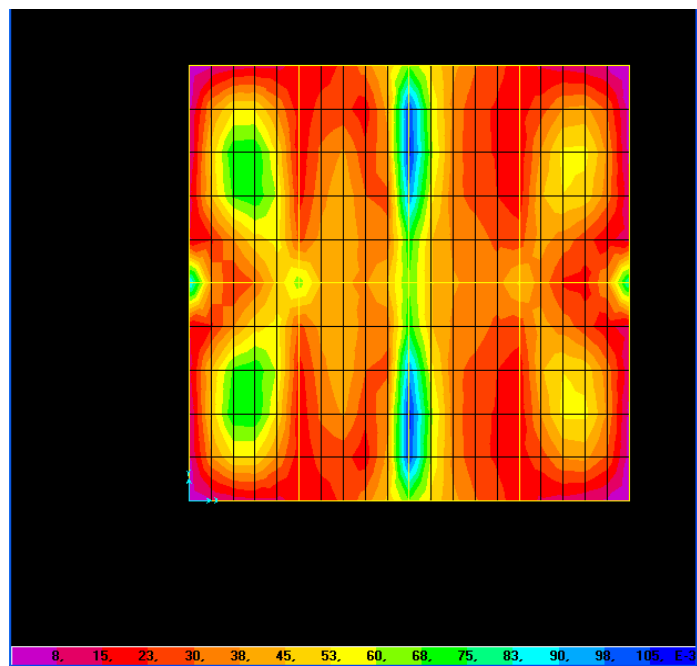


figura 55 (13.18) M11.RSA.Davenport (Momento segundo x)

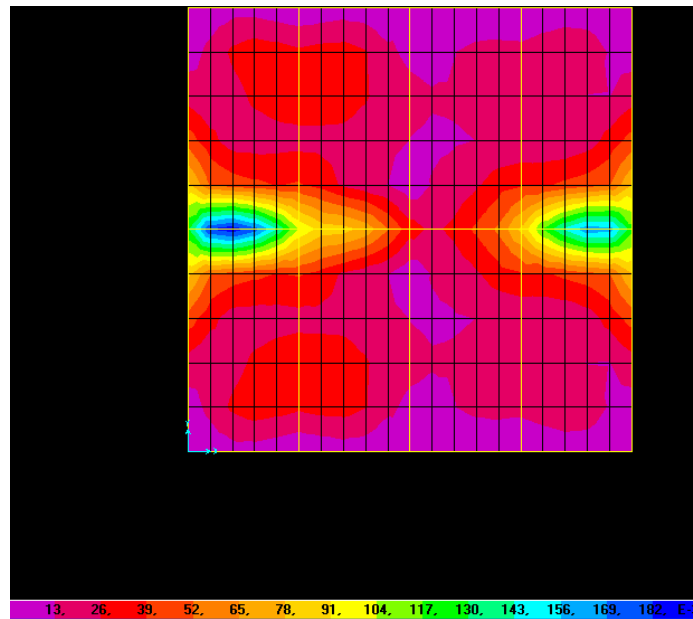


figura 56 (13.19) M22.RSA.Davenport (Momento segundo y)

H=6 m

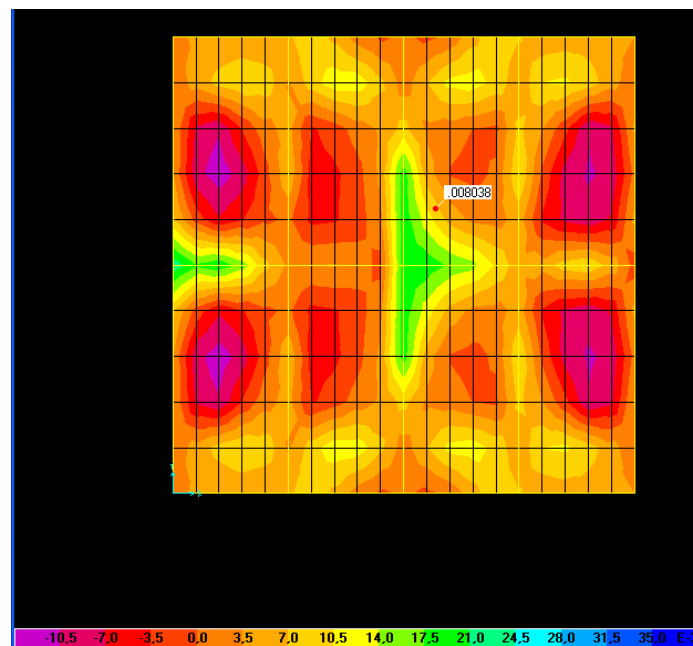


figura 57 (13.20) Mmáx. (My,Mx,Mz) - EC1 (Elástico Linear)

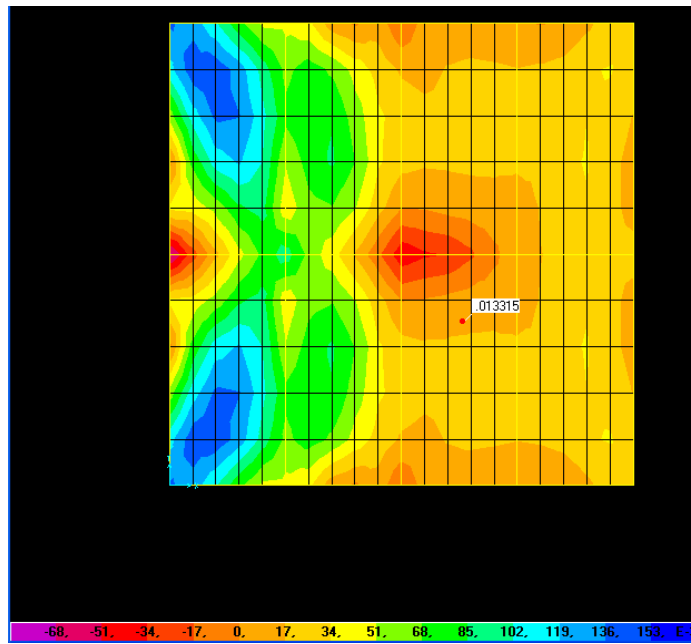


figura 58 (13.21) M_{\max} . (M_y, M_x, M_z) - RSA (Elástico Linear)

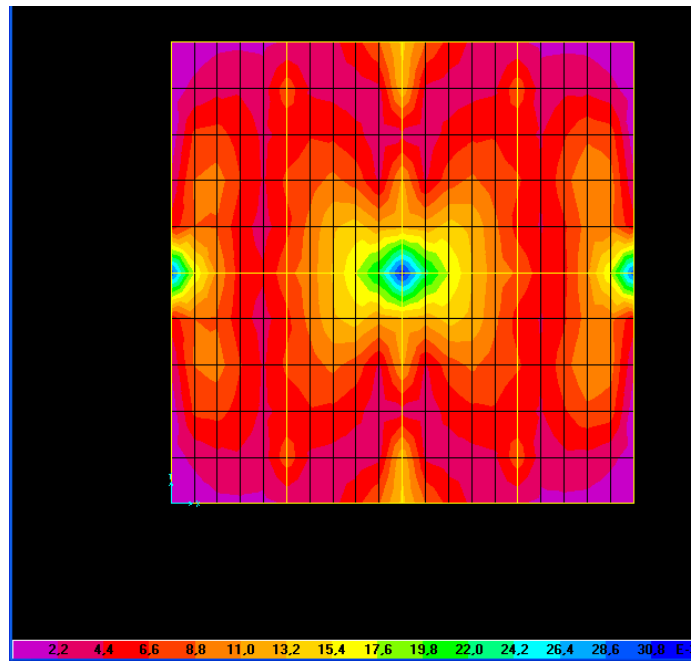


figura 59 (13.22) $M_{11.EC1.Davenport}$ (Momento segundo x)

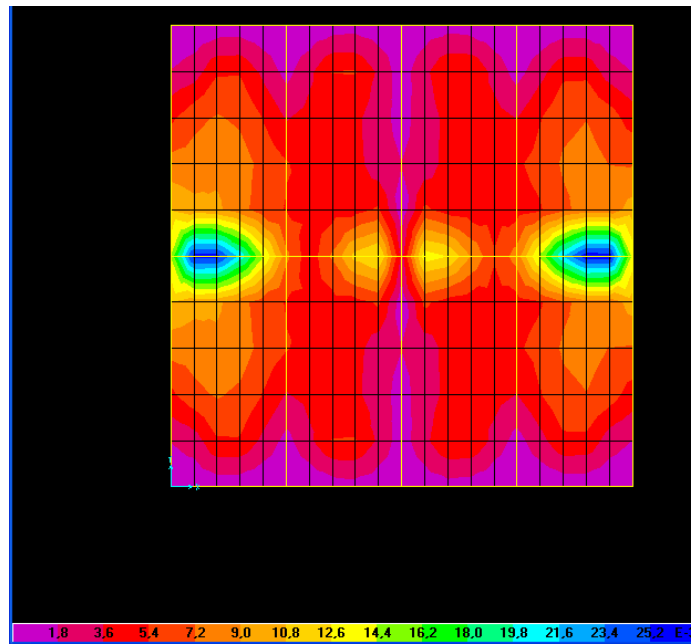


figura 60 (13.23) M22.EC1.Davenport (Momento segundo y)

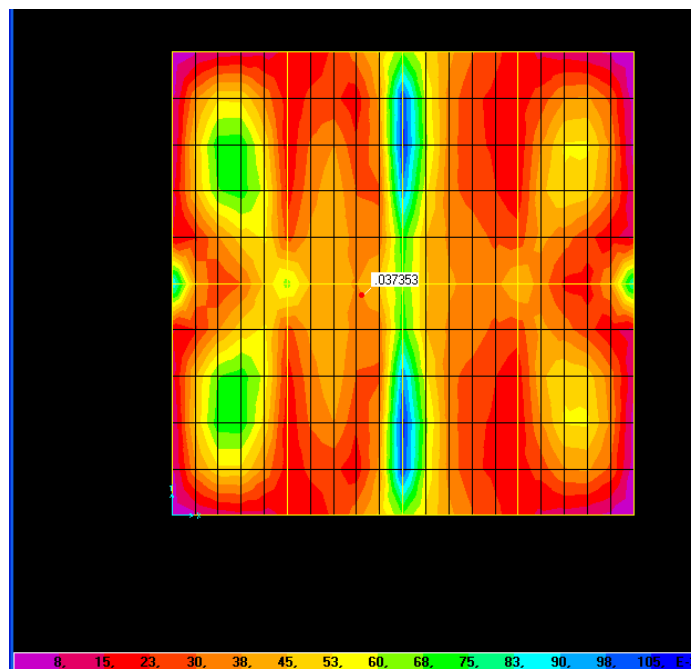


figura 61 (13.24) M11.RSA.Davenport (Momento segundo x)

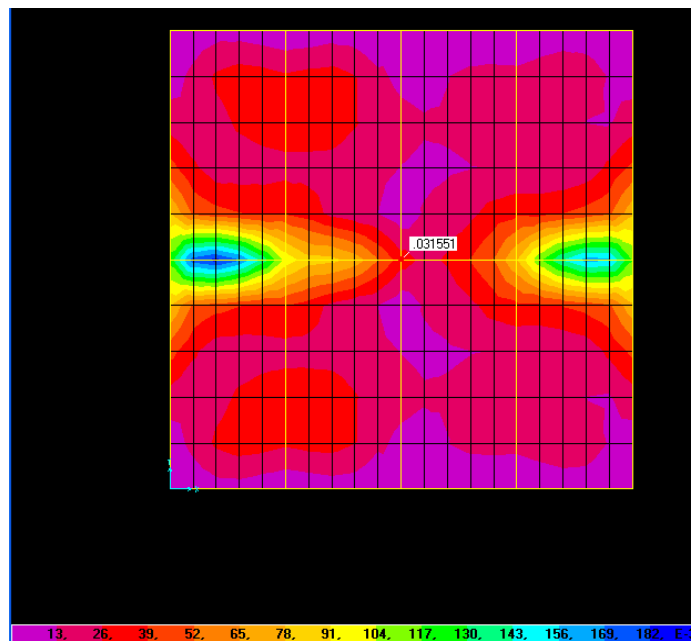


figura 62 (13.25) M22.RSA.Davenport (Momento segundo y)

13.1. PLACAS DE POLICARBONATO – PROPRIEDADES

			
sobre nós novidades catálogo manual técnico contactos álbum downloads			
CATÁLOGO			
Acrílico Policarbonato Diversos Perfis Barreiras Acústicas			
Propriedades do Policarbonato Isolamento Térmico Aplicações Resistência Química Policarbonato Compacto Policarbonato Alveolar	Método de análise		
	Unidade de medida		
	POLICARBONATO		
	Mecânicas		
	Resistência à tracção de alargamento	DIN 53455	N/mm2
	Resistência à tracção de ruptura	DIN 53455	N/mm2
	Alargamento de flexão	DIN 53455	%
	Alargamento à ruptura	DIN 53455	%
	Módulo de flexão	DIN 53457	N/mm2
	Resistência ao golpe	DIN 53453	Kj/m2
	Físicas		
	Densidade	DIN 53479	1,2
	Índice de refração nD25	DIN 53491	1,585
	Absorção de água (24h a 23°C)	DIN 53495	%
	Permeabilidade da água (espessura de 1 mm)	DIN 53453	g/m2
	Térmicas		
	Ponto de amolecimento Vicat, 50 N	DIN 53460	°C
	Temperatura de Flexão (1,82 N/mm2)	ASTM D648	°C
	Coefficiente de expansão térmica linear	DIN 53752	/°C
	Condutividade térmica	DIN 52612	W/m°K
	Temperatura máxima de trabalho em contínuo		°C
	Temperatura máxima de trabalho curto período de tempo		°C
Os valores apresentados são valore médios de ensaios em laboratório, e têm apenas um carácter indicativo.			
voltar			

figura 63 (13.26) resistência mecânica das placas de policarbonato

(<http://www.plasticos-do-sado.pt>)

14. BIBLIOGRAFIA

- Carvalho, Fábio Nascimento, “ Geração de vento para estudo de modelos em escala de estruturas offshore em tanques oceânicos”, Tese de doutoramento em Engenharia Oceânica na Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007.
- Chamberlain Zacarias, “Ações do vento em edificações”, Artigo publicado na Universidade de Passo Fundo
(http://www.ufsm.br/decc/ECC1012/Downloads/Acao_do_vento_em_edificacoes_Apostila_UPF.pdf)
- EC1 - European Standard, EN 1991-1-4, 2005.
- Júnior Celio Fontão Carril, “Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para comunicações”, Tese apresentada á Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para Obtenção do Título de Doutorado em Engenharia Civil, 2000.
- Laboratório de Aerodinâmica das Construções – LAC, “Estudo da Ação do Vento sobre Treliçados - Seccional Brasil: Coeficientes de Arrasto para um Módulo de Torre”, info-mail – Informativo de Tecnologia, 2º semestre 2003, Nº 14.
- Lanza Estevão Carcioffi, “Análise dinâmica elasto-plástica de estruturas metálicas sob excitação aleatória de vento”, Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia, 2003.
(<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-05052003-175429>)
- Martins Carlos A. P; Estêvão João M. C, “Caracterização dinâmica das bancadas principais do estádio do Algarve”, 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.
(<http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications>)

- Medeiros Sérgio Pinheiro, “Análise dinâmica – CAD/TQS”, Artigo Técnico – TQS News;
(<http://www.tqs.com.br/jornal/consulta/tecnologia/dinamica.htm>)
- NBR - Norma Brasileira 6123 e anexos, 1978.
- PUC- Rio – Certificação Digital Nº 0510725/CA, 2006.
- Ravara Artur, “Dinâmica de Estruturas”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1969.
- RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de edifícios e Pontes, Decreto – Lei nº 235/83.
- Saraiva Jorge A. G.; Gonçalves da Silva Francisco; Marques da Silva Fernando V, “Condições climáticas e anos típicos”, ENCAC-ELACAC, 2005.
- Saraiva Jorge A. Gil; Marques da Silva Fernando V., “A interacção do vento com grandes estruturas”, Métodos computacionais em Engenharia, Lisboa, 31 de Maio – 2 de Junho, 2004 © APMTAC;
- Souza Acir Mércio Loredó; Núñez Gustavo Javier Zani; Carpeggiani Elvis Antônio; Paluch Mario José, “Estudo em túnel de vento da cobertura do Aeroporto Internacional dos Guararapes”, Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade de Passo Fundo, Brasil.
(<http://www.construmetal.com.br/2006/arquivos>)
- Vieira Inaldo Ayres, “Estudo de diversos tipos de contraventamento em treliças planas”, CESEC – Centro de Estudos de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná – UFPR.
(www.pluton.com.br/Site_Portugues/arquivosdownload/imagenspublicas)
- Pfeil, W; Pfeil M., “Estruturas de aço: dimensionamento prático”, 6ª edição. Rio de Janeiro:LTC-Livros Técnicos e Científicos,1995.

- ITCC. The Quality Systems Group - Final Report and Recommendations to the 22nd ITTC. In: ITCC, 1999.
- White, F. M. "Mecânica dos Fluidos": McGraw-Hill, 2002.
- Tabelas Técnicas disponíveis em
http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Estruturas_metalicas/
- Raposo, Maria José; Neves, Luis Costa; Silva, Luis Simões da, "Avaliação experimental do comportamento de chumbadouros à tracção ancorados em peças de betão", V Congresso de Construção Metálica e Mista, 2007.
- <http://www.plasticos-do-sado.pt/>